

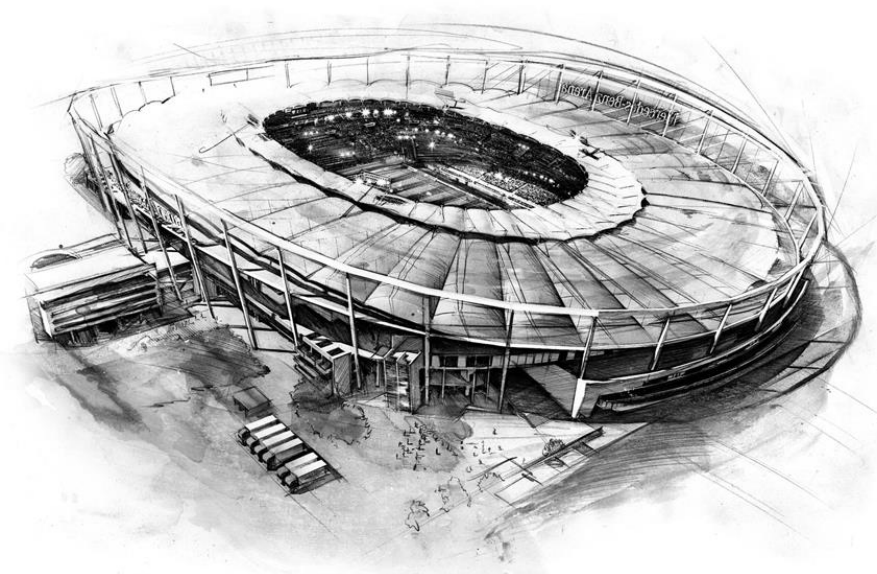


ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Σχεδιασμός Στεγάστρου Σταδίου με το Σύστημα Θλιβόμενων-Εφελκυσόμενων Δακτυλίων



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Θεόδωρος Ν. Μαργιώλας

Επιβλέπων: Ιωάννης Βάγιας

Αθήνα, Φεβρουάριος 2017

ΕΜΚ ΔΕ 2017/01

Μαργιώλας Θ. Ν. (2017).
Σχεδιασμός στεγάστρου σταδίου με το σύστημα θλιβόμενων-εφελκυσόμενων δακτυλίων
Διπλωματική Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2017/01
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Margiolas T. N. (2017).
Design of stadium roof with compression-tension ring system
Diploma Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2017/01
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

“It is a great profession. There is the fascination of watching a figment of the imagination emerge through the aid of science to a plan on paper. Then it moves to realization in stone or metal or energy. Then it brings jobs and homes to men. Then it elevates the standards of living and adds to the comforts of life. That is the engineer’s high privilege.”

- Herbert Hoover

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	3
Abstract.....	5
Ευχαριστίες.....	7
1 Δομή της εργασίας.....	9
2 Εισαγωγή	11
2.1 Γενικά.....	11
2.2 Τα ποδοσφαιρικά γήπεδα	14
2.3 Στατικά συστήματα στεγάστρων.....	14
3 Η στατική λειτουργία του δακτυλίου.....	21
3.1 Γενικά.....	21
3.2 Ο ποδηλατικός τροχός.....	21
3.3 Στέγαστρα δακτυλίων.....	25
3.4 Στέγαστρα δακτυλίων ποδοσφαιρικών γηπέδων	31
3.4.1 Διπλός εσωτερικός δακτύλιος.....	31
3.4.2 Οβάλ σχήμα	32
3.4.3 Διπλός εξωτερικός δακτύλιος	34
3.4.4 Μη προεντεταμένες ακτίνες.....	34
4 Παρουσίαση τεχνικού έργου.....	37
4.1 Γενικά.....	37
4.2 Μεταλλικός φορέας στεγάστρου	40
4.2.1 Περιγραφή.....	40
4.2.2 Μόρφωση φορέα.....	41
4.3 Δομικά υλικά και διατομές μελών.....	43
4.3.1 Γενικά	43
5 Δράσεις σχεδιασμού	47
5.1 Γενικά.....	47
5.2 Μόνιμες δράσεις.....	48
5.2.1 Ίδιο βάρος φορέα	48
5.2.2 Ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός.....	48
5.2.3 Επικάλυψη μεταλλικού σκελετού.....	49
5.3 Μεταβλητές δράσεις.....	49
5.3.1 Επιβαλλόμενα φορτία	50
5.3.2 Θερμοκρασιακά φορτία	51
5.3.3 Φορτία Χιονιού	55
5.3.4 Φορτία ανέμου	62
5.4 Σεισμικές δράσεις.....	74
5.4.1 Κανονισμός υπολογισμού σεισμικών δράσεων	75
5.4.2 Υπολογισμός σεισμικών δράσεων	80
6 Καταστάσεις σχεδιασμού.....	83
6.1 Εισαγωγή.....	83
6.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας.....	83
6.2.1 Βασικές αρχές υπολογισμού συνδυασμών δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας ...	83
6.2.2 Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	85
6.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	86
6.3.1 Βασικές αρχές υπολογισμού συνδυασμών δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	86

6.3.2	Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας.....	87
6.4	Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων	88
6.4.1	Βασικές αρχές υπολογισμού σεισμικών συνδυασμών	88
6.4.2	Σεισμικοί συνδυασμοί	89
7	Ανάλυση και έλεγχος	91
7.1	Εισαγωγή	91
7.2	Γραμμική ελαστική ανάλυση (LA).....	92
7.3	Γεωμετρικώς μη γραμμική, ελαστική ανάλυση (GNA).....	93
7.4	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας.....	94
7.5	Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας	95
8	Προσομοίωση φορέα και αναλύσεων	97
8.1	Εισαγωγή	97
8.2	Δομικά υλικά και διατομές μελών	97
8.3	Μέλη κατασκευής.....	99
8.4	Φορτίσεις κατασκευής.....	100
8.5	Ανάλυση συνδυασμών φορτίσεων.....	102
8.6	Ανάλυση σεισμικών φορτίσεων.....	105
8.7	Έλεγχος διατομών και μελών	108
8.8	Ιδιομορφές ταλάντωσης.....	108
9	Αποτελέσματα ανάλυσης	111
9.1	Διατομές φορέα.....	111
9.2	Βέλη κάμψης.....	112
9.3	Διαγράμματα εντατικών μεγεθών.....	113
9.4	Ιδιομορφές ταλάντωσης.....	119
9.5	Συνολική μάζα	122
10	Λεπτομέρειες συνδέσεων	123
10.1	Εισαγωγή	123
10.2	Κοχλιώσεις.....	123
10.3	Συγκολλήσεις.....	124
10.4	Λεπτομέρειες συνδέσεων.....	125
11	Διαδικασία ανέγερσης.....	137
11.1	Εισαγωγή	137
11.2	Περιγραφή διαδικασίας.....	137
11.3	Σχηματική αναπαράσταση.....	138
12	Σύνοψη	145
12.1	Σύμπεράσματα	Error! Bookmark not defined.
12.2	Προτάσεις για περεταίρω διερεύνηση	145
13	Βιβλιογραφία.....	147
	Παράρτημα Α. Σχέδια	149
	Παράρτημα Β. Προσομοίωση ροής ανέμου.....	155
	Παράρτημα Γ. Κατάλογος σχημάτων	161
	Παράρτημα Δ. Κατάλογος πινάκων	165

Σχεδιασμός στεγάστρου σταδίου με το σύστημα θλιβόμενων-εφελκυόμενων δακτυλίων

Μαργιώλας Θ. Ν. (Επιβλέπων: Βάγιας Ι.)

Περίληψη

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί η σχεδίαση και διαστασιολόγηση μεταλλικού στεγάστρου γηπέδου, συστήματος εφελκυόμενων-θλιβόμενων δακτυλίων. Το υπό μελέτη γήπεδο είναι αυτό της Τούμπας Θεσσαλονίκης. Σκοπός της εργασίας είναι ο σχεδιασμός στεγάστρου πλήρους κάλυψης με περιμετρικό κέλυφος, το οποίο θα είναι στατικό αποδοτικό, εκμεταλλευόμενο την λειτουργία των δακτυλίων.

Αναφέρονται διάφορα ιστορικά στοιχεία για την εξέλιξη των σταδίων και των ποδοσφαιρικών γηπέδων. Γίνεται παρουσίαση των συνηθών στατικών συστημάτων των στεγαστρών. Αναλύεται η στατική λειτουργία του τροχού και των δακτυλίων σε διάφορες παραλλαγές τους. Η προκαταρκτική μελέτη υλοποιήθηκε στο AutoCAD και αφορά την σχεδίαση του μεταλλικού φορέα, βασιζόμενη σε μετατροπές που πρέπει να γίνουν στις υφιστάμενες εγκαταστάσεις για την άρτια λειτουργία του συστήματος. Επιπρόσθετα, εξασφαλίζονται ορισμένες απαιτήσεις θέασης και προστασίας.

Κατά την στατική ανάλυση του φορέα, λήφθηκαν υπόψη μόνιμες, κινητές και σεισμικές δράσεις επ' αυτού. Για τον υπολογισμό των φορτίων λόγω ανέμου, έγινε προσομοίωση στο Flow Design, ενώ για τα υπόλοιπα φορτία ακολουθήθηκαν οι προβλεπόμενες από τον EN 1991 τιμές. Οι καταστάσεις σχεδιασμού λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN 1990. Η προσομοίωση του φορέα, των φορτίων και των αναλύσεων έγινε με την χρήση πεπερασμένων στοιχείων στο SOFiStiK. Πραγματοποιήθηκαν γραμμικές ελαστικές αναλύσεις (LA) και γεωμετρικώς μη γραμμικές, ελαστικές αναλύσεις (GNA) με θεωρία τρίτης τάξης. Για την αντισεισμική μελέτη ακολουθήθηκε ο EN 1998. Η διαστασιολόγηση και ο έλεγχος των μελών και των συνδέσεων του φορέα βασίστηκαν στον EN 1993. Σχεδιάστηκαν αναλυτικά σχέδια λεπτομερειών για κάθε σύνδεση. Τέλος, συντάχθηκε πλάνο των φάσεων ανέγερσης του φορέα στο Tekla.

Οι δακτύλιοι παρουσίασαν την κύρια ανάληψη των φορτίων που επιβλήθηκαν, σχεδόν αποκλειστικά μέσω αξονικών εντάσεων. Σημαντικές παράμετροι στην ενίσχυση της λειτουργίας τους αποτέλεσαν τόσο η αρθρωτή σύνδεση των κύριων φορέων με τα υποστυλώματα, όσο και η αρθρωτή έδραση των τελευταίων επί του εδάφους. Αυτές προσφέρουν στον φορέα ελευθερία στροφής και ευκαμψία.

NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
FACULTY OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF STEEL STRUCTURES

DIPLOMA THESIS
EMK ΔΕ 2017/01

Design of stadium roof with compression-tension ring system

Margiolas T. N. (supervised by Vayas I.)

Abstract

The object of this study is the design and dimensioning of a steel, compression-tension ring roof. Toumba stadium in Thessaloniki is the one that is being investigated. The aim of the study is the design of a complete coverage roof with a perimetrical shell, which is statically efficient by exploiting the function of the rings.

Various historical information on the evolution of stadiums in general and football stadiums is mentioned. Moreover, the usual static systems of roofs are presented. The static function of the ring in different variants is analyzed. The preliminary study was implemented in AutoCAD and includes the design of the steel roof and its components, based on changes to be made to the existing infrastructure for the smooth running of the system. Furthermore, some viewing and protection requirements are being secured.

During the static analysis, permanent, mobile and seismic loads were considered. For the calculation of wind loading, wind flow was simulated in Flow Design, while the rest of the loads were calculated in accordance with EN 1991. The design situations were based on EN 1990. The simulation model was created using finite elements in SOFiSTiK. Linear elastic (LA) and geometrically non-linear, elastic analysis (GNA) using the third order theory were made. For the seismic study, EN 1998 was followed. The steel members and connections were designed and checked as provided by EN 1993. Additionally, detailed drawings for every connection were designed. Finally, a construction stages plan was drafted in Tekla.

Conclusively, the rings showed the main assumption of the loads imposed, almost exclusively through axial forces. Important parameters for the strengthening of their function were both the joint connection of the main carriers with the columns and the hinged support conditions of the columns to the ground. These facts offer freedom of rotation and flexibility to the structure.

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση της διπλωματικής μου εργασίας και την περάτωση των σπουδών μου στην Σχολή Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου προς όλους όσους υπήρξαν συντελεστές – είτε άμεσα είτε έμμεσα – στην πορεία μου αυτή.

Αρχικώς, θέλω να ευχαριστήσω θερμά των κ. Ιωάννη Βάγια, Καθηγητή του Τομέα Δομοστατικής και Διευθυντή του Εργαστηρίου Μεταλλικών Κατασκευών, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε. Επίσης, μου παρείχε την δυνατότητα να ασχοληθώ με ένα θέμα, το οποίο κέντριζε το ενδιαφέρον μου από νεαρή ηλικία, καθιστώντας με αυτό τον τρόπο πιο ενδιαφέρουσα και ευχάριστη την συνολική διαδικασία. Η συνεργασία μας καθ' όλη την εξέλιξη της εργασίας υπήρξε άρτια, άμεση και εύφορη, ενώ η διαρκής διάθεση του αποτέλεσε καίριο παράγοντα στην εύρυθμη εκπόνηση αυτής. Η καθοδήγηση και οι επισημάνσεις του αποδείχθηκαν καθοριστικές.

Έπειτα, θέλω να εκφράσω τις ειλικρινείς ευχαριστίες μου στον κ. Ιωάννη Ραυτογιάννη, Αναπληρωτή Καθηγητή του Τομέα Δομοστατικής και τον κ. Παύλο Θανόπουλο, Λέκτορα του Τομέα Δομοστατικής, για την συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή. Τον κ. Θανόπουλο τον ευχαριστώ επιπλέον, για την βοήθεια που μου προσέφερε όσες φορές τον χρειάστηκα.

Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω ξεχωριστά τον κ. Ιωάννη Δημογιάννη, υπεύθυνο του τμήματος εγκαταστάσεων της ΠΑΕ ΠΑΟΚ, τόσο για την παροχή των σχεδίων του γηπέδου της Τούμπας, όσο για την φιλοξενία του κατά την ξενάγηση μου σε αυτό. Συντέλεσε ώστε η μελέτη να βασιστεί σε ρεαλιστικές συνθήκες.

Συνεχίζοντας, ευχαριστώ ιδιαιτέρως τους γονείς μου, Μαρία και Νίκο, για την διαρκή, ακέραιη και πολύτιμη αρωγή τους, καθώς και τον αδερφό μου, Αριστοτέλη, για την κατανόηση και την έμπρακτη στήριξη του.

Κλείνοντας, θα ήθελα να αναφερθώ στους πιο κοντινούς μου φίλους, με τους οποίους πορευθήκαμε μαζί τα χρόνια στο Πολυτεχνείο και μοιραστήκαμε κοινές ανησυχίες και εμπειρίες. Τους ευχαριστώ και τους εύχομαι τα καλύτερα.

*Θοδωρής Μαργιώλας,
Φεβρουάριος 2017*

1 Δομή της εργασίας

Αντικείμενο μελέτης αποτελεί η σχεδίαση και διαστασιολόγηση μεταλλικού στεγάστρου εφελκόμενων-θλιβόμενων δακτυλίων για το γήπεδο τη Τούμπας Θεσσαλονίκης. Η μελέτη και ο σχεδιασμός βασίστηκαν στους Ευρωκώδικες. Έγινε χρήση των προγραμμάτων AutoCAD, Flow Design, SOFiSTiK και Tekla.

Στο δεύτερο κεφάλαιο περιέχονται διάφορα στοιχεία που αφορούν την ιστορία των σταδίων και την πορεία εξέλιξης τους σε ποδοσφαιρικά γήπεδα. Επιπλέον, γίνεται αναφορά στα στατικά συστήματα των στεγαστρών που συναντώνται στην πράξη.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται ο τρόπος λειτουργίας του τροχού – δακτυλίου από στατική άποψη. Αρχικά, αναλύεται ο ποδηλατικός τροχός, που αποτελεί την έμπνευση για τα στέγαστρα δακτυλίων και στην συνέχεια ο δακτύλιος στεγάστρου σε διάφορες παραλλαγές του.

Στο τέταρτο κεφάλαιο πραγματοποιείται μια γενική παρουσίαση του σταδίου της Τούμπας, των μετατροπών που θα συμβούν, των απαιτήσεων που λαμβάνονται υπόψη κατά την σχεδίαση του μεταλλικού φορέα καθώς και του χαλύβδινου φορέα.

Στο πέμπτο κεφάλαιο καταγράφονται εκτενώς οι δράσεις που λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό. Ο άνεμος αναλύθηκε με το Flow Design, ενώ οι υπόλοιπες δράσεις λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN 1991.

Στο έκτο κεφάλαιο περιέχονται οι καταστάσεις σχεδιασμού για τις οποίες αναλύεται ο φορέας, όπως προβλέπονται από τον EN 1990.

Στο έβδομο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στις μεθόδους ανάλυσης που πραγματοποιήθηκαν και οι οποίες είναι η γραμμική ελαστική και η γεωμετρικώς μη γραμμική, ελαστική ανάλυση. Ακόμα, καταγράφονται οι απαιτούμενοι έλεγχοι σε οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, σύμφωνα με τους EN 1990 και EN 1993.

Στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζεται αναλυτικά η διαδικασία προσομοίωσης του μοντέλου, των φορτίσεων και των αναλύσεων στο SOFiSTiK.

Στο ένατο κεφάλαιο καταγράφονται τα αποτελέσματα και τα τελικά στοιχεία διαστασιολόγησης του φορέα, καθώς και αντιπροσωπευτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών και ιδιομορφές.

Στο δέκατο κεφάλαιο παρουσιάζονται στοιχεία για τις συνδέσεις καθώς και αναλυτικά σχέδια λεπτομερειών αυτών. Η διαστασιολόγηση έγινε σύμφωνα με τον EN 1993.

Στο ενδέκατο κεφάλαιο περιγράφεται και αναπαρίσταται το πλάνο για την διαδικασία ανέγερσης στο Tekla.

Στο δωδέκατο κεφάλαιο καταγράφονται συμπεράσματα και προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση.

Στο δέκατο τρίτο κεφάλαιο περιέχονται οι πηγές που χρησιμοποιήθηκαν κατά την εκπόνηση της εργασίας.

Στο Παράρτημα Α περιέχονται αναλυτικά σχέδια της σημερινής και της προτεινόμενης μορφής του σταδίου και του στεγάστρου.

Στο Παράρτημα Β γίνεται αναλυτική περιγραφή της διαδικασίας προσομοίωσης της ροής του ανέμου επί της κατασκευής.

Στα Παραρτήματα Γ και Δ περιέχονται οι κατάλογοι σχημάτων και πινάκων αντίστοιχα.

2 Εισαγωγή

2.1 Γενικά

Ως στάδιο ορίζεται ο χώρος που είναι κατάλληλα διαμορφωμένος για την διεξαγωγή αγώνων δρόμου, αγωνισμάτων άλματος καθώς και άλλων αθλημάτων. Η ονομασία προέρχεται από την μονάδα μέτρησης του μήκος «στάδιο», η οποία χρησιμοποιούταν από τους Αρχαίους Έλληνες, ήταν ίση με το μήκος του αθλητικού σταδίου (600 πόδια) και αντιστοιχούσε σε περίπου 185,15 μέτρα. Στην πράξη, το μήκος του σταδίου διέφερε από τόπο σε τόπο. Για παράδειγμα, το γήπεδο της αρχαίας Ολυμπίας ήταν 192,27 μέτρα, αυτό της αρχαίας Επιδαύρου 181,08 μέτρα και των Δελφών 177,55 μέτρα.



Σχήμα 2.1 Το στάδιο της αρχαίας Επιδαύρου

Επιπλέον, στάδιο – από το ρήμα *ίστημι*, που σημαίνει στέκομαι – ονομαζόταν και το οικοδόμημα από το οποίο οι θεατές παρακολουθούσαν εκδηλώσεις αθλητικών κυρίως γεγονότων στα πλαίσια των Αγώνων. Οι Αγώνες λάμβαναν χώρα κάθε δύο ή τέσσερα χρόνια προς τιμή μιας θεότητας ή ημίθεου, όπως του Δία στην Ολυμπία, του Απόλλωνα στους Δελφούς, του Ποσειδώνα στα Ισθμια και το Οφέλτη στην Νεμέα.

Τα αρχαιοελληνικά στάδια είχαν συνήθως σχήμα U και κατασκευάζονταν αρχικώς είτε σε ελαφρώς επικλινείς πλαγιές, ώστε να εξασφαλίζεται η καλή ορατότητα για τους θεατές, είτε σε επίπεδο έδαφος. Από τις αρχές του 5ου αιώνα π.Χ. προστέθηκαν αρχικά τεχνητά πρανή και στην συνέχεια ειδώλια από πέτρα ή μάρμαρο. Δεν υπάρχουν ενδείξεις για την ύπαρξη στεγών.



Σχήμα 2.2 Το στάδιο της Αρχαίας Μεσσήνης

Με την απαγόρευση των Ολυμπιακών Αγώνων από τον αυτοκράτορα Θεοδόσιο το 393 μ.Χ. , η χρήση υφιστάμενων και η κατασκευή νέων σταδίων πέρασε στο περιθώριο. Επιπλέον, κατά την περίοδο της Ρωμαϊκής αυτοκρατορίας, παρόλο που ο αθλητισμός βρισκόταν ακόμα στο ενδιαφέρον του λαού, αναδείχθηκαν πιο δημοφιλείς διάφορες μορφές διασκέδασης όπως οι μονομαχίες, ο τζόγος, οι ιπποδρομίες, οι αρματοδρομίες κ.α. Αργότερα, με την εξάπλωση του χριστιανισμού, υπήρξε έντονη στροφή προς την θρησκεία, με αποτέλεσμα το επίκεντρο των κατασκευών να αποτελούν πια οι ναοί και οι εκκλησίες. Όλα τα παραπάνω, επέφεραν μια στασιμότητα στην ανάπτυξη των σταδίων, τα οποία σε πολλές περιπτώσεις τύγχαναν διαφορετικής του αθλητισμού χρήσης ή ακόμα και κατεδάφισης. Οι αγώνες δρόμου διεξάγονταν σε αγρούς ή πλατείες.

Τα στάδια επανήλθαν στο προσκήνιο μετά την βιομηχανική επανάσταση του 19ου αιώνα, όταν και η αυξήθηκε αισθητά το ενδιαφέρον για την διεξαγωγή ομαδικών αθλημάτων. Η αναβίωση των Ολυμπιακών Αγώνων το 1896 στην Αθήνα και η διεθνής πια εμβέλεια τους, έδωσε νέα ώθηση στον σχεδιασμό των σταδίων παγκοσμίως. Βασικός και αρχικός τους στόχος αποτελούσε η φιλοξενία ενός μεγάλου αριθμού θεατών, σε μια εποχή που η τηλεοπτική κάλυψη των Αγώνων ήταν ανέφικτη. Οι αθλητικές εγκαταστάσεις δεν παρουσίαζαν σχεδόν κανένα αρχιτεκτονικό ενδιαφέρον, σε αρκετές περιπτώσεις δεν υπήρχαν καθόλου καθίσματα, ενώ η δομή των κερκίδων δεν ήταν ομογενής ώστε να καλύπτει τις ανάγκες των θεατών για θέαση.



Σχήμα 2.3 Το Παναθηναϊκό στάδιο των Ολυμπιακών Αγώνων της Αθήνας το 1986

Σημείο αναφοράς στην εξέλιξη των σταδίων, αποτελεί το White City Stadium του Λονδίνου, το οποίο κατασκευάστηκε για τους Ολυμπιακούς Αγώνες του 1908 και ήταν έργο του αρχιτέκτονα James Fulton. Η χωρητικότητα του άγγιζε τους 80.000 θεατές, η στήριξη του υλοποιούνταν εξ ολοκλήρου με ένα βαρύ μεταλλικό σκελετό, ενώ διέθετε μια τεράστια αρένα και έναν κυκλικό στίβο. Σύντομα, το μοντέλο του Ολυμπιακού σταδίου με τις συνεχόμενες κερκίδες να ακολουθούν την περίμετρο του στίβου υιοθετήθηκε από την πλειοψηφία των νέων σταδίων.



Σχήμα 2.4 Το στάδιο White City του Λονδίνου (1908)

2.2 Τα ποδοσφαιρικά γήπεδα

Ως γήπεδο ορίζεται ο μεγάλος κι οριοθετημένος χώρος ο οποίος είναι ειδικά διαρρυθμισμένος για αθλητικούς αγώνες. Ο τύπος ενός γηπέδου καθορίζεται από το άθλημα για το οποίο προορίζεται, το οποίο καθορίζει και το υλικό κάλυψης του δαπέδου του αγωνιστικού χώρου.

Αρχικά, τα ποδοσφαιρικά γήπεδα λόγω τόσο του μεγέθους όσο και του είδους της δραστηριότητας τους, τοποθετούνται εκτός του κέντρου της πόλεως. Με την αύξηση της δημοφιλίας του αθλήματος του ποδοσφαίρου, εμφανίστηκε η ανάγκη για την κατασκευή κερκίδων περιμετρικά του αγωνιστικού χώρου, καθώς και ανάπτυξης του περιβάλλοντος χώρου. Στα τέλη του 19^{ου} και στις αρχές του 20^{ου} αιώνα και λόγω της αυξανόμενης εκβιομηχάνισης και αστικοποίησης, αναπτύχθηκαν γύρω από τα ποδοσφαιρικά γήπεδα εργατικές κατοικίες, με αποτέλεσμα η θέση αυτών να βρίσκεται πια στην καρδιά των συνοικιών. Καθώς περνούσε ο καιρός και ενώ στην αρχή αποτελούσε το άθλημα των εργατών, το ποδόσφαιρο αποκτούσε όλο και μεγαλύτερη εμβέλεια, ξεκινώντας να διαδραματίζει σημαντικότερο ρόλο στην καθημερινότητα του λαού και να προσελκύει κάθε είδους οικονομική δραστηριότητα.

Στα τέλη της δεκαετίας του '50, λόγω της ευρείας εξάπλωσης της τηλεόρασης, επήλθε σημαντική και απότομη μείωση του αριθμού των θεατών. Οι συνθήκες των σταδίων ήταν ακόμα χαμηλού επιπέδου, με κακή ορατότητα, άβολες θέσεις και απουσία προστασίας έναντι των καιρικών συνθηκών στην πλειοψηφία τους. Με στόχο τα γήπεδα να αποτελέσουν και πάλι πόλο έλξης, κατασκευάστηκαν νέα με όσο το δυνατόν καλύτερο εξοπλισμό και συνθήκες, ενώ ανακαινίστηκαν τα παλιά ώστε να καλύπτουν τις απαιτούμενες προδιαγραφές. Τότε ξεκίνησε σταδιακά η ευρύτερη κατασκευή στεγάστρων, τα οποία έφθασαν να καλύπτουν όλη την επιφάνεια των κερκίδων.

Με την πάροδο των ετών, τα στάδια εξελίχθηκαν τόσο αρχιτεκτονικά, όσο και τεχνολογικά, με τα περίξ του γηπέδου να αποτελούν πια περιοχές επιχειρηματικών δραστηριοτήτων. Στην πλειονότητα των περιπτώσεων, πλαισιώνονται από άριστες συγκοινωνιακές υποδομές, εμπορικά κτίρια και κτίρια γραφείων. Επιπλέον, σε πολλά γήπεδα πραγματοποιούνται παράλληλα συναυλίες, διάφορες εκδηλώσεις, εκθέσεις, σεμινάρια και συνέδρια, ενώ σε κάποιες περιπτώσεις αποτελούν την έδρα δύο ποδοσφαιρικών ομάδων. Όλα τα παραπάνω αναδεικνύουν έναν νέο χαρακτήρα του ποδοσφαιρικού γηπέδου, που από την αποκλειστική για αγώνες λειτουργία αποτελούν πια τον πυρήνα πολλών και πολυδιάστατων χρήσεων.

2.3 Στατικά συστήματα στεγάστρων

Παρά τις όποιες οπτικές διαφορές των σταδίων, παρουσιάζουν κοινά χαρακτηριστικά ως προς τον τρόπο ανάληψης των φορτίσεων της αναδομής και ως αποτέλεσμα είναι δυνατή η κατηγοριοποίηση τους με βάση την στατική τους λειτουργία. Ακολούθως, παρουσιάζονται έξι βασικά στατικά μοντέλα καθώς και αντίστοιχα παραδείγματα που χρησιμοποιούνται για την στέγαση των σταδίων. Βεβαίως, υπάρχουν και στέγαστρα πιο σύνθετων στατικών συστημάτων που αποτελούν κατά βάση συνδυασμούς αυτών.

Σύστημα δοκού-υποστυλώματος

Το σύστημα αυτό αποτελείται από μία ή περισσότερες σειρές υποστυλωμάτων, παράλληλα διατεταγμένες στον αγωνιστικό χώρο, πάνω στα οποία εδράζονται οριζόντιες δοκοί ή δικτυώματα και τα οποία με τη σειρά τους στηρίζουν τη στέγη. Στις αρχές του 20^{ου}

αιώνα η πλειοψηφία των γηπέδων στεγάζονταν με τέτοιου τύπου κατασκευές, αφού αποτελούσαν μια αρκετά οικονομική και απλή λύση, τόσο στο σχεδιασμό, όσο και στην κατασκευή. Σήμερα, ένα στέγαστρο δίχως ενδιάμεσες στηρίξεις υπολογίζεται ότι αυξάνει το κόστος της κατασκευής μόνο κατά 2-4%, το οποίο σε συνδυασμό με το γεγονός πως το οπτικό πεδίο των θεατών μειώνεται σε μη αποδεκτό βαθμό, έχει αφήσει στο παρελθόν το συγκεκριμένο στατικό μοντέλο.



Σχήμα 2.5 Τα στέγαστρα του Goodison Park της Everton, συστήματος δοκού-υποστυλώματος

Σύστημα τέρματος

Αποτελεί ουσιαστικά ένα σύστημα δοκού-υποστυλώματος, με βασική διαφορά ότι σε αυτό το σύστημα υπάρχουν μόνο δύο κύρια υποστυλώματα, ένα σε κάθε άκρη του στεγάστρου. Αυτά ενώνονται μεταξύ τους μέσω μιας κύριας δοκού, ανοίγματος όσο και η απόσταση μεταξύ των υποστυλωμάτων. Σχηματίζεται έτσι ένα πεπλατυσμένο 'Π' που μοιάζει με ποδοσφαιρικό τέρμα, προσφέρει ανεμπόδιστη θέα στον αγωνιστικό χώρο και απαιτεί χαμηλό κατασκευαστικό κόστος. Λόγω της αδυναμίας ομαλής ένωσης των επί μέρους τμημάτων των στεγαστρων, το σύστημα αυτό βρίσκει εφαρμογή σε γήπεδα στα οποία καθεμία από τις τέσσερις πλευρές τους είναι μεμονωμένη και ανεξάρτητα στεγασμένη από τις υπόλοιπες. Απαιτεί συχνή επιθεώρηση και περιοδική συντήρηση των στοιχείων τους, καθώς στηρίζονται σχεδόν εξ ολοκλήρου σε μία δοκό αρκετά μεγάλου ανοίγματος.



Σχήμα 2.6 Το στέγαστρο του Giuseppe Meazza ή San Siro στο Μιλάνο, συστήματος τέρματος

Σύστημα προβόλου

Σε αυτόν τον τύπο στεγάστρου όλα τα φορτία μεταφέρονται στη μία του άκρη, η οποία είναι πακτωμένη, ενώ ταυτόχρονα η άλλη, η οποία εκτείνεται προς τον αγωνιστικό χώρο, είναι ελεύθερη. Πρόκειται ουσιαστικά για ένα μεγάλο πρόβολο, που καλύπτει πλήρως ή εν μέρει το σύνολο των διαζωμάτων του σταδίου και μπορεί να υλοποιηθεί εξίσου εύκολα με όλα τα δομικά υλικά. Η χρήση ωπλισμένου σκυροδέματος προσφέρει συμπαγή καμπύλα κελύφη, ιδιαίτερα ενισχυμένα στην κορυφή της στήριξης, ενώ τα μεταλλικά προβολικά συστήματα παρουσιάζονται συνήθως με τη μορφή χωροδικτυωμάτων, που τείνουν να μειώσουν το ύψος τους όσο απομακρύνονται από αυτή.

Το οπτικό πεδίο των θεατών είναι πλήρως καθαρό, το άνοιγμα περιορίζεται μόνο από οικονομικούς παράγοντες, ενώ προσφέρεται μεγάλη ελευθερία ως προς την δημιουργία ελλειπτικών ή κυκλικών στεγαστρών. Από την άλλη, η υποπίεση του ανέμου μπορεί να αποτελέσει απειλή για το στέγαστρο, ιδίως όταν τα τμήματα των κερκίδων είναι ανεξάρτητα στεγασμένα. Ελλειπτικά και συνεχή στέγαστρα δεν είναι τόσο επιρρεπή σε αναρρόφηση.



Σχήμα 2.7 Το στέγαστρο του γηπέδου Camp Nou της Barcelona, προβολικού συστήματος

Σύστημα εφελκόμενων-θλιβόμενων δακτυλίων

Ένα στέγαστρο τέτοιας κατηγορίας αποτελείται από έναν ή περισσότερους εσωτερικούς δακτύλιους οι οποίοι λειτουργούν εφελκυστικά και έναν ή περισσότερους εξωτερικούς που καταπονούνται θλιπτικά. Οι δακτύλιοι, που στην ουσία αποτελούν κυκλικά χωροδικτυώματα συνδέονται μεταξύ τους μέσω ακτινών, οριζόντιων και κεκλιμένων χαλύβδινων δοκών ή καλωδίων δηλαδή, οι οποίες διατηρούν το οβάλ σχήμα της στέγης και στηρίζουν την επικάλυψή της.

Με αυτό το σύστημα επιτυγχάνεται η πλήρης κάλυψη αρκετά μεγάλου πλάτους κερκίδας, δίχως εσωτερικού πυλώνος, με σχετική κατασκευαστική ευκολία και οικονομία στη χρήση υλικών. Επιπλέον, η χρήση χαλύβδινων διατομών σε συνδυασμό με το στατικό σύστημα, δίνει μια αίσθηση ελαφριάς και αιωρούμενης κατασκευής. Από την άλλη, τα στέγαστρα δακτυλίων μεγιστοποιούν την στατική τους αποδοτικότητα σε στάδια ελλειπτικής ή κυκλικής μορφής, γεγονός που δεν τα καθιστά τα πλέον ιδανικά για γήπεδα ορθογωνικών ή πολυγωνικών σχημάτων.

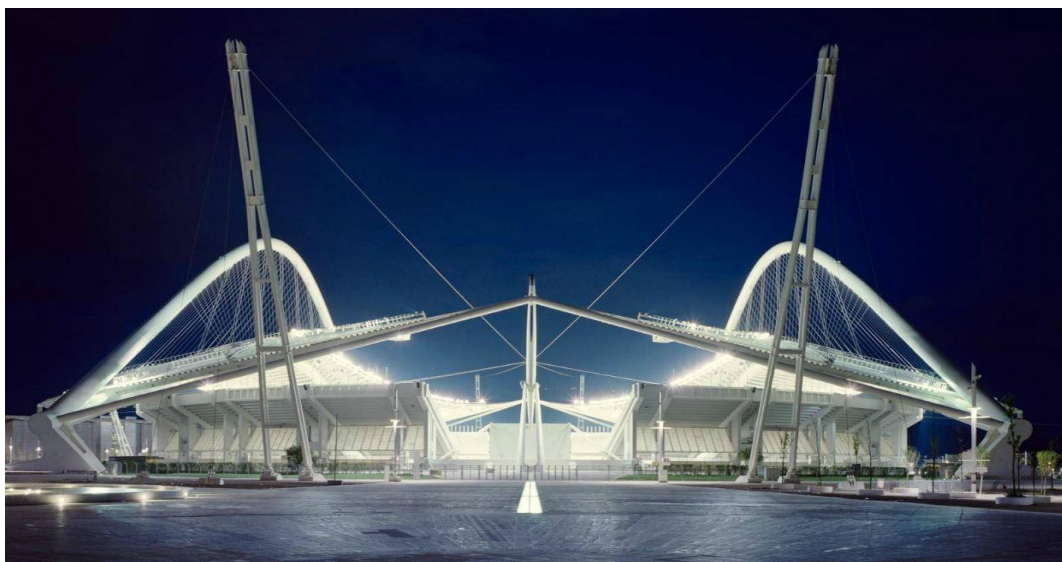


Σχήμα 2.8 Το στέγαστρο του Ολυμπιακού σταδίου του Κιέβου, συστήματος εφελκόμενων-θλιβόμενων δακτυλίων

Εφελκυστικά συστήματα

Τα εφελκυστικά μοντέλα πρόκεινται για κομψές στέγαστρα, υψηλής αρχιτεκτονικής, που μπορούν να προσαρμοστούν σε κάθε τύπο σταδίου, χωρίς περιορισμούς μορφής και σχήματος. Αποτελούν ελαφριές κατασκευές, ικανές να καλύψουν μεγάλα ανοίγματα, ενώ ο συνδυασμός τους με διαφανή υλικά επιστέγασης μεταδίδουν μια αίσθηση επικοινωνίας με το περιβάλλον. Στα συστήματα αυτά, τα μέλη αναλαμβάνουν το σύνολο των φορτίων αποκλειστικά μέσω εφελκυσμού. Τέτοια στέγαστρα είναι σχεδόν πάντα οικονομικότερα σε υλικά στήριξης και επιστέγασης, χωρίς όμως αυτό να συνεπάγεται απαραίτητα και χαμηλό κόστος κατασκευής, κυρίως λόγω της υψηλής τεχνογνωσίας και του εξειδικευμένου εργατικού δυναμικού που απαιτείται για την κατασκευή τους. Η στατική μελέτη είναι ιδιαίτερα απαιτητική, λόγω του ακανόνιστου σχήματος και της απαίτησης για αποφυγή εμφάνισης θλίψης στην πλειονότητα των φορέων. Τα εφελκυστικά μοντέλα διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες:

- Τα *τοξωτά* συστήματα. Αποτελούνται συνήθως από ένα ή περισσότερα μεγάλα τόξα, εδραζόμενα εξωτερικά του σταδίου και από τα οποία αναρτάται η στέγη μέσω μεταλλικών αναρτήρων ή χαλύβδινων καλωδίων. Η μορφή και το σχήμα της στέγης ακολουθούν την γεωμετρία του τόξου, είναι δηλαδή ελαφρώς τοξωτή και όχι επίπεδη



Σχήμα 2.9 Το στέγαστρο του Ολυμπιακού σταδίου της Αθήνας, τοξωτού συστήματος

- Τα *καλωδιωτά* συστήματα. Προκύπτουν με την κατασκευή ενός συστήματος καλωδίων, μέσω του οποίου τα φορτία της στέγης μεταβιβάζονται στα υποστυλώματα. Κάθε ένα από τα υποστυλώματα αυτά, που εδράζονται περιμετρικά του σταδίου ή αποτελούν προεκτάσεις του δομικού του κελύφους, αναλαμβάνει την στήριξη τμήματος του συνολικού στεγάστρου, η επιφάνεια του οποίου μπορεί να είναι συνεχής ή όχι.



Σχήμα 2.10 Το στέγαστρο του Etihad Stadium της Manchester City, καλωδιωτού τύπου

Στέγαστρα πίεσης

Αυτός ο τρόπος στέγασης των αθλητικών εγκαταστάσεων εφαρμόζεται με την τοποθέτηση μιας συνθετικής μεμβράνης, που καλύπτει όλο το στάδιο και συγκρατείται στη θέση της με την άσκηση θετικής εσωτερικής πίεσης μέσω ειδικών ανεμιστήρων. Οι μεμβράνες αυτές συνήθως είναι φτιαγμένες από πολυεστέρα (ή παράγωγα αυτού) και σε περιπτώσεις μεγάλων ανοιγμάτων, όπου ενδέχεται να εμφανιστούν προβλήματα ασφαλούς στήριξης, ενισχύονται με σκελετούς από καμπύλους μεταλλικούς φορείς. Τέτοιες κατασκευές εμφανίζουν χαμηλό κόστος κατασκευής και ταχύ χρόνο ανέγερση, αλλά περιορισμένο χρόνο ζωής, μικρή αντοχή έναντι κλιματικών συνθηκών, απαίτηση συνεχούς παρακολούθηση και ελέγχου της πίεσης στο εσωτερικό τους και ορισμένες φορές κακή ακουστική.



Σχήμα 2.11 Το στέγαστρο πίεσης του Σταδίου Ειρήνης και Φιλίας στον Πειραιά

3 Η στατική λειτουργία του δακτυλίου

3.1 Γενικά

Ο τροχός είναι κυκλικού σχήματος κατασκευή που περιστρέφεται γύρω από έναν άξονα, ο οποίος θεωρείται ακίνητος, περνά από το κέντρο του και είναι κάθετος στο επίπεδο του. Αποτελεί μια από τις αρχαιότερες και θεμελιώδεις εφευρέσεις του ανθρώπου, με πρώτη χρήση να έχει καταγραφεί στις ομώνυμες συσκευές της αγγειοπλαστικής την 5η χιλιετία π.Χ. στην Μεσοποταμία και τα πρώτα κάρα να έχουν βρεθεί σε προϊστορικούς τάφους στην περιοχή του Καυκάσου, χρονολογούμενα γύρω στο 3700 μ.Χ.



Σχήμα 3.1 Σουμεριανή απεικόνιση πολεμικών αρμάτων με τροχούς (3200 π.Χ.)

Ο τροχός είναι κυκλικού σχήματος κατασκευή που περιστρέφεται γύρω από έναν άξονα, ο οποίος θεωρείται ακίνητος, περνά από το κέντρο του και είναι κάθετος στο επίπεδο του. Αποτελεί μια από τις αρχαιότερες και θεμελιώδεις εφευρέσεις του ανθρώπου, με πρώτη χρήση να έχει καταγραφεί στις ομώνυμες συσκευές της αγγειοπλαστικής την 5η χιλιετία π.Χ. στην Μεσοποταμία και τα πρώτα κάρα να έχουν βρεθεί σε προϊστορικούς τάφους στην περιοχή του Καυκάσου, χρονολογούμενα γύρω στο 3700 μ.Χ.

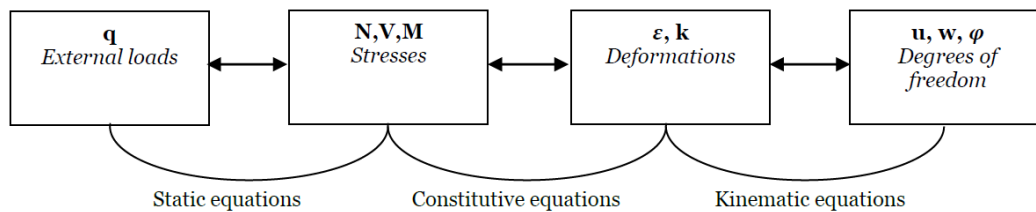
3.2 Ο ποδηλατικός τροχός

Σε εφαρμογές μεταφοράς ο τροχός επιτρέπει την εκμηδένιση των τριβών, διευκολύνοντας έτσι τη μετακίνηση αντικειμένων μεγάλου βάρους, μέσω της μετατροπής των τριβών ολίσθησης σε τριβές κύλισης, οι οποίες είναι πολύ μικρότερες. Ο ποδηλατικός τροχός στις μέρες μας έχει ακτίνες από σύρμα, οι οποίες παρά την υψηλή τους αντοχή, δεν έχουν την δυνατότητα ανάληψης θλιπτικών φορτίων, όπως οι ξύλινες. Όταν υποβάλλεται η παραμικρή παραμόρφωση στον τροχό, ο δακτύλιος της παραμορφώνεται, τείνοντας να αποκτήσει οβάλ σχήμα. Οι ακτίνες, αντιστεκόμενες στην παραμόρφωση, αναλαμβάνουν μόνο εφελκυσμό, επομένως θα λυγίσουν όταν η ασκούμενη θλιπτική δύναμη υπερβεί το σύνολο της εφελκυστικής.

Η διαφορά στην λειτουργία μεταξύ του τροχού με ξύλινες ακτίνες και αυτού με συρμάτινες έγκειται στην διανομή των δυνάμεων. Στις ξύλινες, οι δυνάμεις μεταδίδονται από το έδαφος στο κέντρο του τροχού με θλίψη των κάτω ακτινών, οι οποίες βραχύνονται.

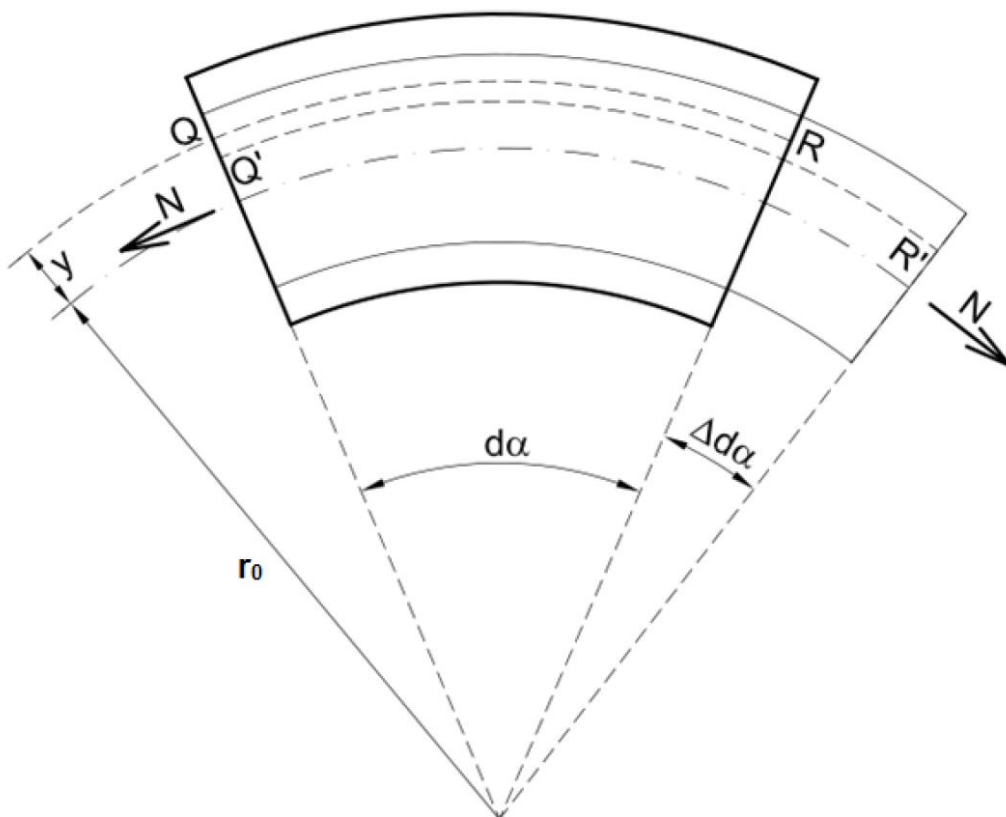
Εν αντιθέσει, οι συρμάτινες –που επίσης βραχύνονται– εμφανίζουν μείωση του εφελκυσμού. Με την συνδρομή και των υπολοίπων, είναι αναγκαία η εξασφάλιση εφελκυσμού στις κάτω ακτίνες για την διατήρηση της ακαμψίας και την παροχή επαρκούς στήριξης στον τροχό.

Η λειτουργία του δακτυλίου αποτελεί σημαντικό κατασκευαστικό χαρακτηριστικό του ακτινωτού τροχού. Η θεωρία της λειτουργίας του δακτυλίου βασίζεται σε τρεις τύπους εξισώσεων που υπολογίζουν την κατανομή των δυνάμεων για στατικώς ασαφείς κατασκευές : τις στατικές, τις καταστατικές και την κινηματικές εξισώσεις.



Σχήμα 3.2 Συσχετισμός στατικών, καταστατικών και κινηματικών εξισώσεων

Ένα καμπύλο τμήμα του δακτυλίου ακτίνας r_0 καταπονείται από αξονική δύναμη N κατά μήκος του άξονα του. Σύμφωνα με την θεωρία του Bernoulli, η στροφή του στοιχείου στην δεξιά πλευρά περιγράφεται ως Δda . Η παραμόρφωση της ίνας QR σε $Q'R'$ προκαλείται από την N και την εγκάρσια ανηγμένη παραμόρφωση.



Σχήμα 3.3 Αναπαράσταση καμπύλου τμήματος δακτυλίου

Η ανηγμένη παραμόρφωση της ίνας $Q'R'$ οποία υπολογίζεται ως εξής:

$$\varepsilon = \frac{\overline{Q'R'} - \overline{QR}}{\overline{QR}} = \frac{(r_o + y)(da + \Delta da) - (r_o + y)da}{(r_o + y)da} = \frac{(r_o + y)\Delta da}{(r_o + y)da} = \frac{\Delta da}{da}$$

Η εγκάρσια ανηγμένη παραμόρφωση έχει αμεληθεί σε σχέση με το μήκος $(r_o + y)$. Ο παραπάνω υπολογισμός παραμένει ακριβής όταν η ακτίνα r_o είναι επαρκώς μεγαλύτερη συγκρινόμενη με το πάχος του δακτυλίου.

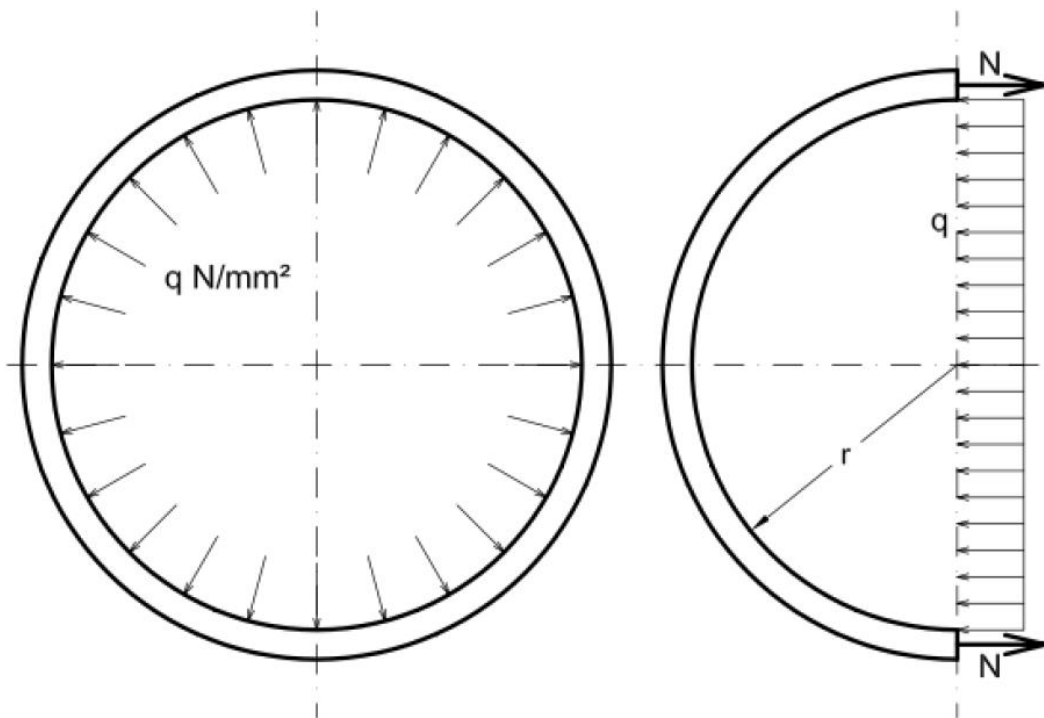
Μπορεί να εξαχθεί ως συμπέρασμα πως η ανηγμένη παραμόρφωση είναι ανεξάρτητη του y , της θέσης της ίνας ως προς τον άξονα, και ειδικότερα είναι ίση για κάθε ίνα και σταθερή σε όλο τον δακτύλιο. Επομένως, η τάση σ θεωρείται επίσης αμετάβλητη κατά μήκος του δακτυλίου. Ο υπολογισμός τους σε ένα καμπυλωμένο στοιχείο είναι όμοιος με αυτόν ενός γραμμικού.

$$\sigma_x = \frac{N}{A(x)}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} = \frac{N}{EA(x)}$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_z = -\nu \frac{\sigma_x}{E} = -\nu \frac{N}{EA(x)}$$

Έστω ένας δακτύλιος που καταπονείται από κατανεμημένο φορτίο στην διεύθυνση των ακτινών του.



Σχήμα 3.4 Δακτύλιος φορτιζόμενος με κατανεμημένο φορτίο στην διεύθυνση των ακτινών του

Η αξονική δύναμη που ασκείται σε έναν δακτύλιο με συνεχή ακτινικό φορτίο q είναι:

$$N = \sigma \cdot A$$

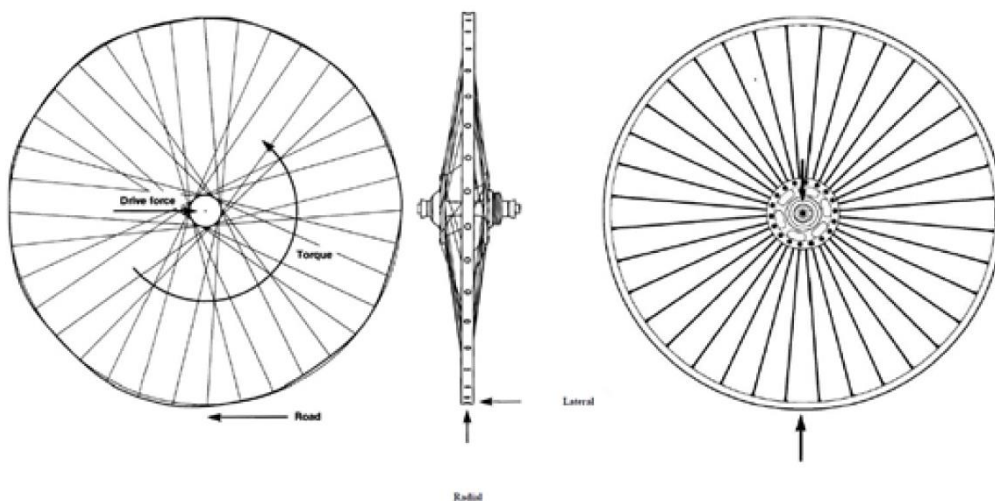
Ο μισός δακτύλιος βρίσκεται σε ισορροπία όταν:

$$2N = q \cdot D = 2 \cdot q \cdot r$$

Από τις παραπάνω εξισώσεις, η πίεση μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει του φορτίου, της ακτίνας και του εμβαδού (εξίσωση *Barlow*):

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{q \cdot r}{A}$$

Ο τροχός του ποδηλάτου φορτίζεται τόσο δυναμικά όσο και στατικά. Οι φορτίσεις μπορεί να αναλυθούν σε ακτινικές, πλευρικές και στροφικές συνιστώσες. Κρίσιμο φορτίο για την σχεδιασμό είναι το ακτινικό, το οποίο προκαλείται κυρίως από το βάρος του αναβάτη που έχει ως αποτέλεσμα την μετακίνηση του δακτυλίου προς τον άξονα του τροχού. Το τμήμα του δακτυλίου που έρχεται σε επαφή με το έδαφος είναι ή περιοχή που παραμορφώνεται και ονομάζεται περιοχή επιρροής φορτίου. Τα πλευρικά φορτία είναι λιγότερο καθοριστικά, αφού δεδομένου πως ένα ποδήλατο οδηγείται με ισορροπία, αυτά είναι αμελητέα. Επομένως, η απαίτηση πλευρικής αντοχής είναι πολύ μικρότερη από τις ανάλογες ακτινικής και στροφικής.



Σχήμα 3.5 Δράσεις επί κινούμενου τροχού

Η αντοχή του τροχού είναι μεγάλη για τόσο μικρό βάρος, λόγω του ότι τα κύρια μέλη του καταπονούνται σχεδόν αποκλειστικά σε θλίψη και εφελκυσμό. Η καμπτική καταπόνηση είναι αμελητέα. Η αύξηση της αντοχής του τροχού πραγματοποιείται με την αύξηση του εφελκυσμού στις ακτίνες. Η πλευρική αντοχή εξαρτάται από το πόσο μακριά είναι τοποθετημένος ο άξονας του τροχού. Αν οι ακτίνες είναι επαρκώς σφιχτές ώστε να μην χαλαρώνουν λόγω κατακόρυφων φορτίων, τότε τα πλευρικά και στροφικά φορτία δεν αποτελούν κίνδυνο, αφού είναι σχετικώς μικρά και δεν εμφανίζονται ταυτόχρονα με τα πρώτα. Η συνολική αντοχή μπορεί να βελτιωθεί περεταίρω με την αύξηση της περιοχής του δακτυλίου που έρχεται σε επαφή με το έδαφος. Μια κατασκευή άκαμπτου δακτυλίου

με πολλές λεπτές ακτίνες οδηγεί στο παραπάνω καθώς και στην βέλτιστη διανομή των τάσεων.

Ως δυσκαμψία ορίζεται ο λόγος της δύναμης ως προς την μετατόπιση που προκαλεί. Η ακτινική δυσκαμψία του τροχού είναι το μέτρο της δύναμης που απαιτείται για να εκτραπεί. Επηρεάζεται από την αριθμό και το πάχος των ακτινών καθώς πλάτος του δακτυλίου. Μεγάλη δυσκαμψία οδηγεί σε μεγαλύτερη ζώνη επιρροής φορτίου για τον τροχό, η οποία με την σειρά της ενεργοποιεί περισσότερες ακτίνες.

Αστοχία στον τροχό επέρχεται όταν οι ακτίνες στην περιοχή επιρροής φορτίου χαλαρώνουν. Το φορτίο για το οποίο συμβαίνει αυτό είναι περίπου ίσο με το εφελκυστικό φορτίο τεσσάρων ή πέντε ακτινών. Ακόμα, αστοχία μπορεί να επέλθει εξαιτίας υψηλών ή αιφνίδιων φορτίων που οδηγούν σε κόπωση. Το όριο κοπώσεως είναι το πόσες φορές μπορεί να παραμορφωθεί ο τροχός και να επιστρέψει στην ελαστική ζώνη δίχως να εμφανίσει ρωγμή ή να σπάσει.

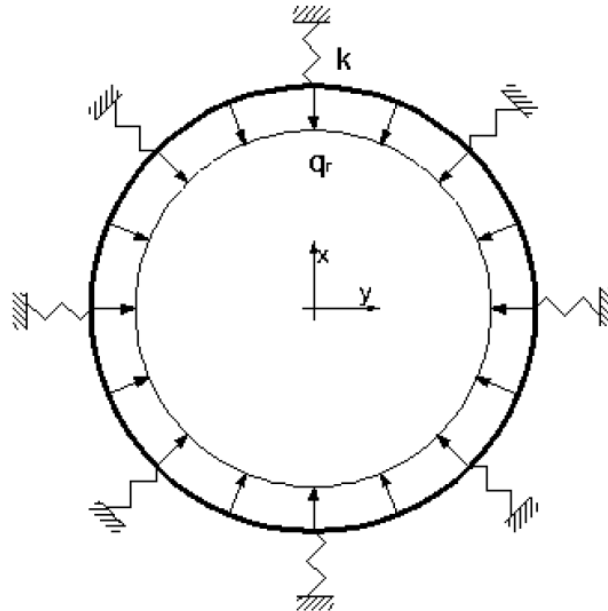
3.3 Στέγαστρα δακτυλίων

Η λειτουργία του ακτινωτού τροχού επεκτείνεται και θεωρείται κατάλληλη και για εφαρμογή σε στέγαστρα σταδίων. Η πρώτη εφαρμογή πραγματοποιήθηκε το 1958 στο περίπτερο των Ηνωμένων Πολιτειών, στην παγκόσμια έκθεση των Βρυξελλών. Ωστόσο, οι καταστάσεις ενός τροχού ποδηλάτου με έναν τροχό στεγάστρου είναι πολύ διαφορετικές. Το πρώτο αποτελεί μια αυτόνομη κατασκευή, ενώ το δεύτερο εξαρτάται από βοηθητική του κατασκευή και υποβάλλεται σε διαφορετικού είδους δράσεων και διαφορετικές κατανομές φορτίων. Οι εγκάρσιες δράσεις έχουν πια περισσότερο καθοριστικό ρόλο. Για την διερεύνηση της λειτουργίας της εφαρμογής του ακτινωτού τροχού σε στέγαστρα, δεν λαμβάνονται υπόψη φυσικές και γεωμετρικές μη γραμμικότητες.



Σχήμα 3.6 Το περίπτερο των Ηνωμένων Πολιτειών στην Παγκόσμια έκθεση Βρυξελλών το 1958

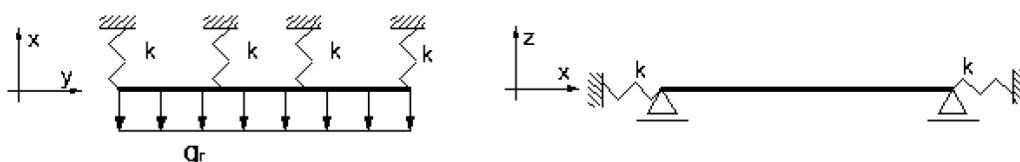
Η λειτουργία του δακτυλίου σε ένα στέγαστρο σταδίου εξαρτάται, σε αντίθεση με αυτόν του τροχού του ποδηλάτου, από το σχήμα σε κάτοψη του σταδίου, που είναι πιο οβάλ και σπανίως κυκλικό καθώς και από τις συνθήκες στήριξης της κατασκευής. Για την ανάλυση του τρόπου λειτουργίας του δακτυλίου, θεωρείται απόλυτα κυκλικό σχήμα στεγάστρου ώστε να μην υπάρχει καμία αρνητική επίδραση σε αυτόν. Σε ένα ποδήλατο, ο τροχός στηρίζεται από τον σκελετό στο κέντρο του, διατηρώντας δυνατότητα περιστροφής. Σε ένα στέγαστρο, ο τροχός δεν στρέφεται και στηρίζεται στην περίμετρο του.



Σχήμα 3.7 Προσομοίωμα λειτουργίας δακτυλίου

Ο τρόπος στήριξης του δακτυλίου είναι πολύ σημαντικός για την διατήρηση της αποδοτικότητας του σε άριστο επίπεδο. Η εγκάρσια στροφή στο επίπεδο του είναι δεσμευμένη. Η ακτινική περιστροφή πρέπει να είναι ελεύθερη. Όπου η στροφή είναι δεσμευμένη, ο δακτύλιος αντιστέκεται στις δράσεις αναπτύσσοντας κάμψη. Αυτό μπορεί να αποφευχθεί με την χρήση αρθρώσεων στις στηρίξεις.

Όμως, ο δακτύλιος προσφέρει ορισμένη αντίσταση στην κατεύθυνση της στροφής λόγω της δυσκαμψίας του, άρα υπάρχει ένας περιορισμός ως προς το πόσο θα στραφεί στο επίπεδο του. Η αντίσταση αυτή μπορεί να προσομοιωθεί ως ένα συνεχές σύστημα ελατηρίων. Το κατανεμημένο φορτίο q εκφράζει την ακτινική δράση.



Σχήμα 3.8 Στατικό μοντέλο ακτίνας στεγάστρου

Υπολογίζεται η σταθερά του ελατηρίου:

$$k = \frac{F_{spring}}{u}$$

όπου:

F_{spring}	η δύναμη του ελατηρίου
u	η παραμόρφωση του ελατηρίου

Για να ισορροπεί η κατασκευή θα πρέπει:

$$q = F_{spring} = k \cdot u$$

Εδώ, η F_{spring} εκφράζει το σύνολο της δύναμης του ελατηρίου κατά μήκος του δακτυλίου. Η παραμόρφωση του ελατηρίου είναι ίση με την μεταβολή της ακτίνας του δακτυλίου.

Η σταθερά του ελατηρίου μπορεί να εκφραστεί συναρτήσει του q :

$$k = \frac{q}{u}$$

Επιπλέον:

$$u = \delta_r = \frac{(2\pi q r^2)/EA}{2\pi} = \frac{q r^2}{EA}$$

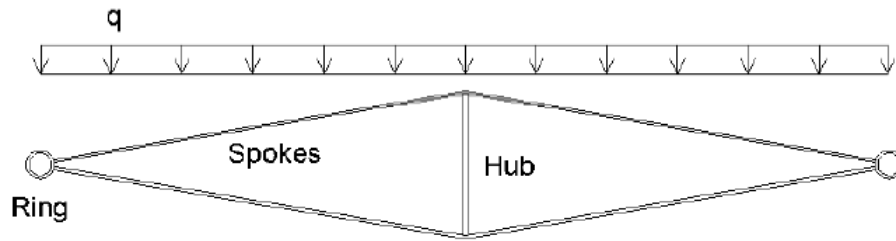
Άρα:

$$k = \frac{EA}{r^2}$$

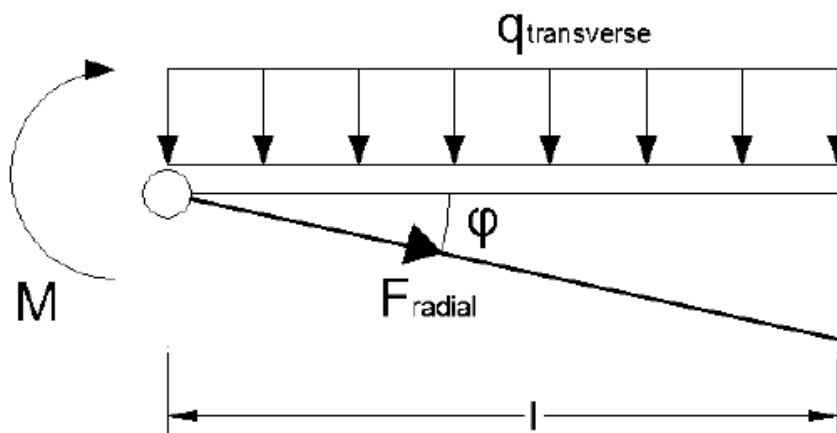
Επομένως, οι κύριοι παράγοντες που επηρεάζουν την λειτουργία του δακτυλίου είναι:

- Η καμπυλότητα του
- Οι επιβαλλόμενες δράσεις
- Η ακαμψία του
- Η στροφή του

Η αύξηση τη ακαμψίας του δακτυλίου έχει ευμενή επιρροή στην φέρουσα ικανότητα του ελατηρίου και επομένως στην αντοχή και δυσκαμψία του ελατηρίου στο επίπεδο του. Η αύξηση της ακτίνας από την άλλη, τις επηρεάζει δυσμενώς. Όσον αφορά την επιλογή του είδους των στηρίξεων, στο επίπεδο του δακτυλίου είναι πιο ενδεικτική η χρήση αρθρώσεων, ώστε να υπάρχει ελευθερία στροφής σε αυτό και να μην παρεμποδίζεται η λειτουργία του. Βεβαίως, η στροφή θα πρέπει να είναι περιορισμένη σύμφωνα με τις κατασκευαστικές απαιτήσεις ασφαλείας. Σε περίπτωση τοποθέτησης πακτωμένων στηρίξεων, ο δακτύλιος δεν μπορεί να παραμορφωθεί στο επίπεδο του και επομένως οι εξωτερικές δράσεις αναλαμβάνονται από αυξημένες εγκάρσιες δυνάμεις V_y και ροπές κάμψης M_z .

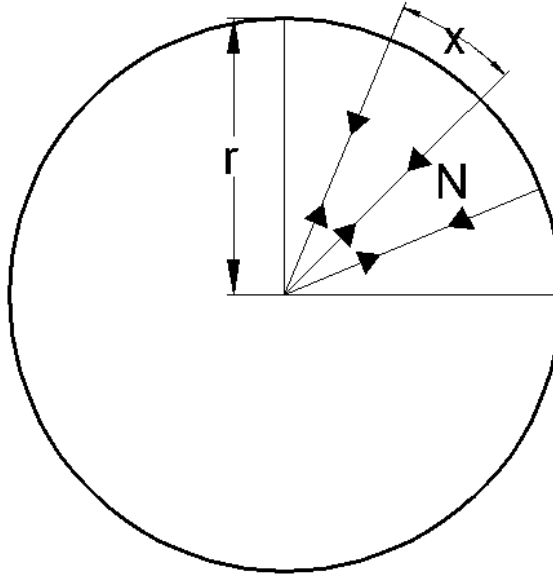


Σχήμα 3.9 Εγκάρσια φόρτιση δακτυλίου



Σχήμα 3.10 Αναπτυσσόμενες αντιδράσεις δακτυλίου λόγω εγκάρσιας φόρτισης

Όπως επισημάνθηκε και προηγουμένως, οι εγκάρσιες δράσεις στην παρούσα περίπτωση είναι καθοριστικές. Αυτές με την σειρά του προκαλούν δράσεις στο επίπεδο του δακτυλίου, λόγω της κατακόρυφης παραμόρφωσης του κεντρικού σημείου και των ακτινών καθώς και λόγω της πιθανής προέντασης των τελευταίων. Τα φορτία αυτά είναι πολύ σημαντικά καθώς εξασφαλίζουν την ένταση του δακτυλίου και, όπως έχει ήδη αποδειχθεί, την λειτουργία του. Ακόμα, ενώ στον ποδηλατικό τροχό η περιοχή επιρροής φορτίου είναι αυτή που έρχεται σε επαφή με το έδαφος, στα στέγαστρα είναι μεταβαλλόμενη και μπορεί να διανεμηθεί σε ολόκληρη την κατασκευή.



Σχήμα 3.11 Αναπαράσταση ακτινών και μεταξύ τους αποστάσεων

Το ακτινικό φορτίο δεν μπορεί να ληφθεί ως κατανεμημένο λόγω της μεγάλης απόστασης μεταξύ των ακτινών. Όμως, το κατανεμημένο φορτίο q μπορεί να προσδιοριστεί διαιρώντας την αξονική δύναμη των ακτινών με την μεταξύ τους απόσταση:

$$q = \frac{N}{x}$$

Με $x = \frac{2\pi r}{n}$, όπου n ο αριθμός των ακτινών

Το κατανεμημένο φορτίο επομένως εκφράζεται ως:

$$q = \frac{Nn}{2\pi r}$$

Από την παραπάνω υπόθεση και από τις εξισώσεις προκύπτει η έκφραση της τάσης ως εξής:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{q \cdot r}{A} = \frac{Nn \cdot r}{2\pi r \cdot A} = \frac{Nn}{2\pi A}$$

Λόγω της τάσης, ο δακτύλιος θα παραμορφωθεί. Όταν αναπτυχθεί θλίψη στον δακτύλιο τότε αυτός θα συμπιεστεί. Σε περίπτωση εφελκυσμού, η συνολική επιμήκυνση της περιμέτρου του δακτυλίου μπορεί να υπολογιστεί ως το ολοκλήρωμα της ανηγμένης παραμόρφωσης ϵ κατά μήκος της περιμέτρου του δακτυλίου:

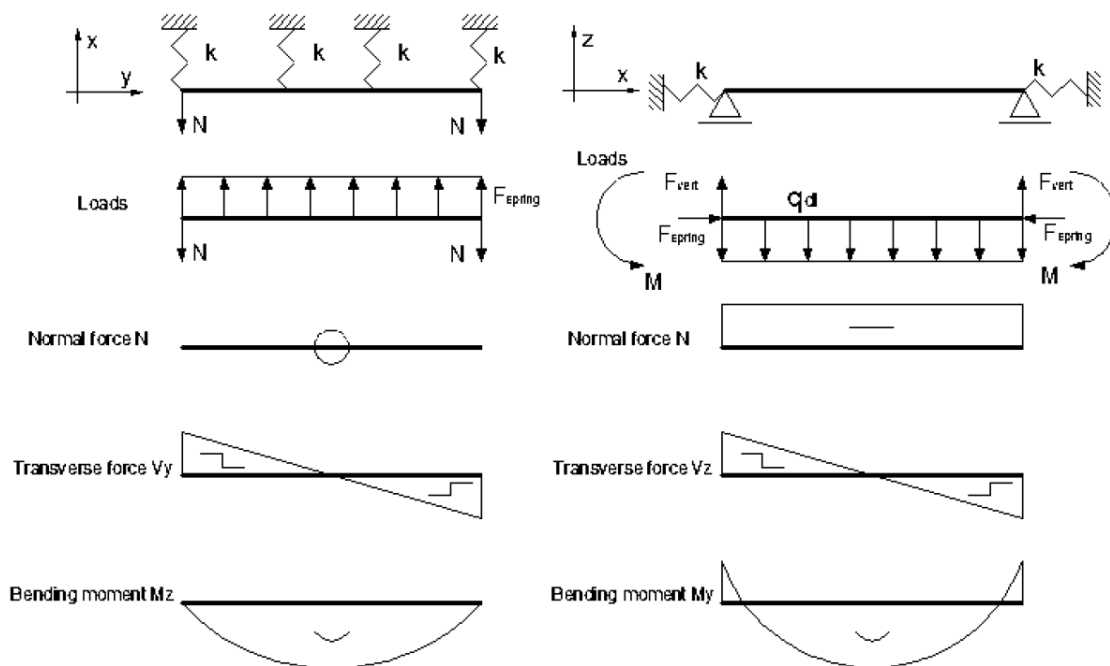
$$\delta_o = \int_0^{2\pi r} \epsilon dx = \frac{\sigma}{E} \int_0^{2\pi r} dx = \frac{2\pi q r^2}{EA} = \frac{2\pi N n r^2}{EA 2\pi r} = \frac{N n r}{EA}$$

Επιμήκυνση ακτίνας:

$$\delta_r = \frac{\delta_o}{2\pi} = \frac{Nn2\pi r}{EA}$$

Επομένως, η παραμόρφωση του δακτυλίου είναι ανάλογη του ακτινικού φορτίου και της ακτίνας και αντιστρόφως ανάλογη του μέτρου ελαστικότητας και του εμβαδού. Οι διαστάσεις του δακτυλίου ενός στεγάστρου είναι πολύ μεγάλες. Όσο μεγαλύτερες οι διαστάσεις τόσο μεγαλύτερες οι δράσεις. Για να αντέξει τα υψηλά φορτία που ασκούνται στο επίπεδο του, ο δακτύλιος θα πρέπει να έχει υψηλή ακαμψία, όπου απουσιάζει η καμπυλότητα.

Ακολουθώντας όμοια προσέγγιση με πριν, προσομοιάζοντας το ακτινικό φορτίο ως συγκεντρωμένο αυτή την φορά και την δύναμη του ελατηρίου στο επίπεδο xy ως συνεχές κατανεμημένο φορτίο, προκύπτουν τα διαγράμματα αξονικών και διατμητικών δυνάμεων καθώς και καμπτικών ροπών. Λόγω του κυκλικού και συμμετρικού σχήματος του, όλες οι ακτίνες του δακτυλίου αναλαμβάνουν το ίδιο μέγεθος φορτίων. Στο επίπεδο του δακτυλίου υπάρχει ισορροπία, επομένως δεν αναπτύσσονται ροπές στρέψης M_x .



Σχήμα 3.12 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών εγκάρσια φορτιζόμενου δακτυλίου

Σε αντίθεση με τον τροχό του ποδηλάτου, η εγκάρσια αντοχή είναι κρίσιμη. Ένας από τους παραμέτρους που την επηρεάζουν είναι η απόσταση μεταξύ των του κέντρου του δίσκου και του δακτυλίου. Οι ακτίνες έχουν μια κατακόρυφη και μια οριζόντια συνιστώσα δύναμης. Όσο μεγαλύτερο είναι το κενό μεταξύ των ακτινών τόσο μεγαλύτερη η κατακόρυφη δύναμη που προσφέρει εγκάρσια αντοχή.

Επίσης, όταν ένα κατανεμημένο φορτίο ενεργεί σε μια τελείως κυκλική οροφή, η περιοχή επιρροής φορτίου αποτελείται από όλο τον δακτύλιο. Όσο μεγαλύτερη είναι η περιοχή επιρροής του φορτίου, τόσο πιο καλή είναι η κατανομή του φορτίου. Μια μεγάλη, κοίλη διατομή προσδίδει στον δακτύλιο καμπτική και αξονική ακαμψία, καθώς και υψηλή αντίσταση σε λυγισμό. Η αύξηση του αριθμού των ακτινών και η επιβολή προέντασης σε αυτές οδηγεί σε αύξηση της περιοχής επιρροής φορτίου.

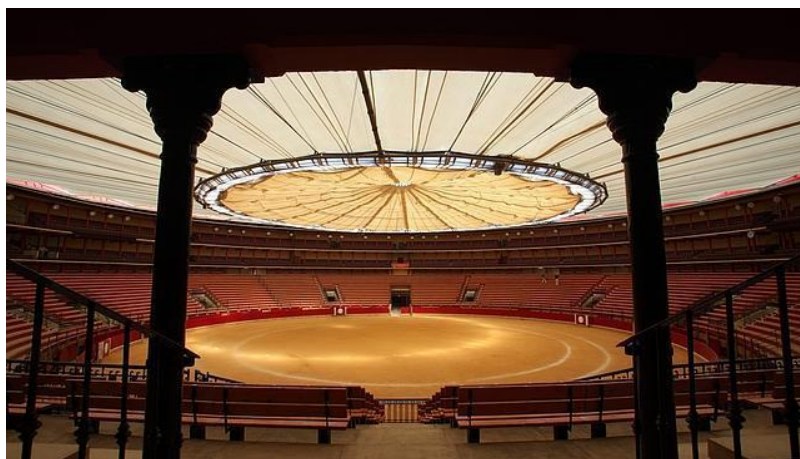
Ο τροχός παραμορφώνεται εγκάρσιως. Λόγω κατασκευαστικών απαιτήσεων, η κατακόρυφη παραμόρφωση πρέπει να περιορίζεται από την εγκάρσια δυσκαμψία του τροχού. Για την περεταίρω ανάλυση της επίδρασης της λειτουργίας του δακτυλίου στην δυσκαμψία του τροχού, ακολουθεί η προσομοίωση τμήματος του. Οι στηρίξεις είναι αρθρωτές ώστε να επιτρέπουν την στροφή στο επίπεδο του, η λειτουργία του δακτυλίου θεωρείται όμοια με αυτή του ελατηρίου. Ένα ομοιόμορφο εγκάρσιο φορτίο q επιβάλλεται σε αυτόν. Επιπλέον, ένα κατακόρυφο κατανεμημένο φορτίο q ενεργεί στις ακτίνες. Λόγω της κατακόρυφης δύναμης που προκαλείται από την λειτουργία του δακτυλίου και πιθανή προένταση των ακτινών, η οριζόντια παραμόρφωση w περιορίζεται (φαινόμενα 2^{ης} τάξης). Επέρχεται νέα ισορροπία στο σύστημα και η τελική παραμόρφωση εμφανίζεται όταν η αντίσταση στην παραμόρφωση είναι ίση με την δύναμη του δακτυλίου. Όμοια με την εγκάρσια αντοχή, η εγκάρσια δυσκαμψία εξαρτάται επίσης από την απόσταση μεταξύ κέντρου τροχού και δακτυλίου, την κατακόρυφη απόσταση μεταξύ των ακτινών, το πάχος και τον αριθμό τους καθώς και την δυσκαμψία του δακτυλίου.

Το στέγαστρο υποβάλλεται σε μεγάλα φορτία. Η ακαμψία του πρέπει να είναι υψηλή για την εξασφάλιση έναντι λυγισμού. Επιπλέον, ο δακτύλιος οφείλει να παρουσιάζει στροφική ακαμψία. Λόγω των εγκάρσιων φορτίσεων, το στέγαστρο θα παρουσιάσει βέλος, το οποίο προκαλεί καμπτική καταπόνηση στον δακτύλιο. Οι ακτίνες κινδυνεύουν σε λυγισμό και κόπωση. Το στέγαστρο δέχεται και στατικές και δυναμικές δράσεις. Λόγω των δυναμικών, εμφανίζεται μεγάλη διακύμανση της τιμής των τάσεων που μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία. Επιπλέον, όταν το μέγεθος των κατακόρυφων φορτίων είναι πολύ μεγάλο, οι ακτίνες μπορεί να οδηγηθούν σε θλιπτική καταπόνηση και να λυγίσουν.

3.4 Στέγαστρα δακτυλίων ποδοσφαιρικών γηπέδων

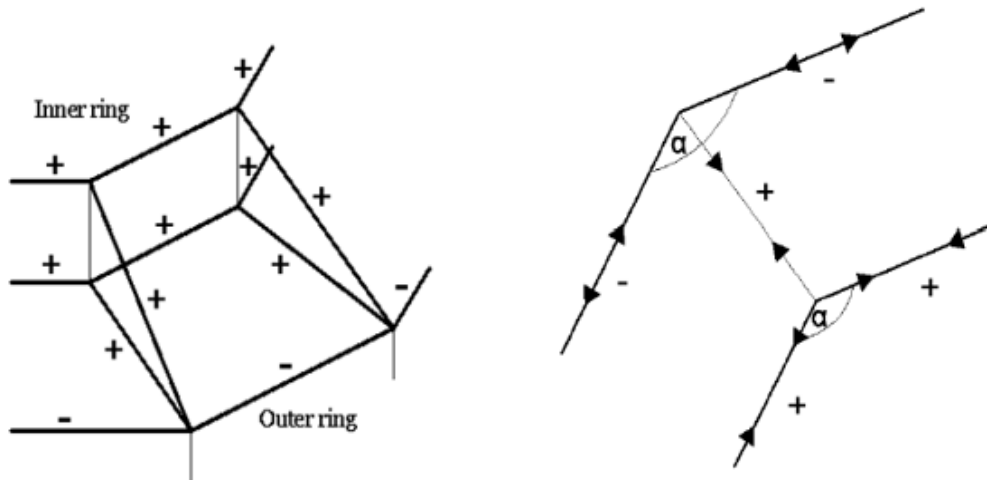
3.4.1 Διπλός εσωτερικός δακτύλιος

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η διάνοιξη της οροφής επιτεύχθηκε με την χρήση διπλού εσωτερικού δακτυλίου και στύλων σε θλίψη. Ως αποτέλεσμα, η στατική συμπεριφορά του φορέα διαφοροποιείται. Ειδικότερα, στον διπλό εσωτερικό δακτύλιο σημειώνεται αύξηση των εφελκυστικών φορτίων, υποθέτοντας πως οι ακτίνες έχουν υποστεί προένταση. Η δύναμη προεντάσεως μεταφέρεται έμμεσα τώρα, μέσω του εσωτερικού δακτυλίου, αντί της άμεσης αλληλεπίδρασης στην περίπτωση του κεντρικού κόμβου. Πρωτοπόρος στην εξέλιξη του παραπάνω συστήματος υπήρξε ο μηχανικός Jörg Schlaich, με το στέγαστρο της αρένας της Σαραγόσα, χτισμένο το 1988.



Σχήμα 3.13 : Η αρένα ταυρομαχιών στην Σαραγόσα

Για την κάλυψη μεγάλων ανοιγμάτων είναι απαραίτητη μεγάλη ποσότητα προεντάσεως, ικανή να καλύψει τις κατασκευαστικές απαιτήσεις μεγίστων παραμορφώσεων. Η αλληλεπίδραση μεταξύ των εσωτερικών δακτυλίων, των ακτινών και του εξωτερικού δακτυλίου είναι σπουδαίας σημασίας, για την αποδοτική μεταφορά των δυνάμεων. Επιπλέον, σημαντική είναι η εξασφάλιση της ισορροπίας στο επίπεδο της κατασκευής, ώστε το μεγαλύτερο μέρος των φορτίων να αναλαμβάνεται από αξονικές δυνάμεις, αυξάνοντας έτσι την αποτελεσματικότητά της. Ισορροπία υπάρχει όταν η γωνία μεταξύ των ακτινών και των στοιχείων του δακτυλίου είναι ίδια τόσο για τον εξωτερικό όσο και τον εσωτερικό δακτύλιο.



Σχήμα 3.14 Κατανομή αξονικών δυνάμεων σε στέγαστρο με δυο εσωτερικούς δακτυλίους και ισορροπία δακτυλίων στο επίπεδο

3.4.2 Οβάλ σχήμα

Ο μετασχηματισμός του σχήματος του δακτυλίου από κυκλικό σε οβάλ, επιτρέπει την ευρύτερη εφαρμογή του και την καταλληλότητά του για ποδοσφαιρικά στάδια. Ο οβάλ σχηματισμός όμως, επηρεάζει αρνητικά τα πιο σημαντικά κατασκευαστικά χαρακτηριστικά του ακτινωτού τροχού: τον δακτύλιο. Στις μεγάλες πλευρές του, η ακτίνα r είναι μεγαλύτερη σε σύγκριση με τις μικρές πλευρές του. Υποθέτοντας πως το μέγεθος των φορτίων και η κάτοψη του δακτυλίου παραμένουν συνεχή, όταν η ακτίνα αυξάνεται, η πίεση στον δακτύλιο επίσης αυξάνεται.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{q \cdot r}{A}$$

Συνέπεια της υψηλής πίεσης στον δακτύλιο αποτελεί η αύξηση της επιμήκυνση του δακτυλίου:

$$\text{Συνολική επιμήκυνση δακτυλίου:} \quad \delta_o = \frac{Nnr}{EA}$$

$$\text{Επιμήκυνση ακτίνας:} \quad \delta_r = \frac{\delta_o}{2\pi} = \frac{Nn2\pi r}{EA}$$

Η δράση του δακτυλίου μπορεί να εκφραστεί ως μια συνεχής δύναμη και να εκφραστεί ως εξής:

$$q = F_{spring} = k \cdot u$$

όπου:

$$u = \delta_r = \frac{(2\pi q r^2)/EA}{2\pi} = \frac{q r^2}{EA}$$

και:

$$k = \frac{EA}{r^2}$$

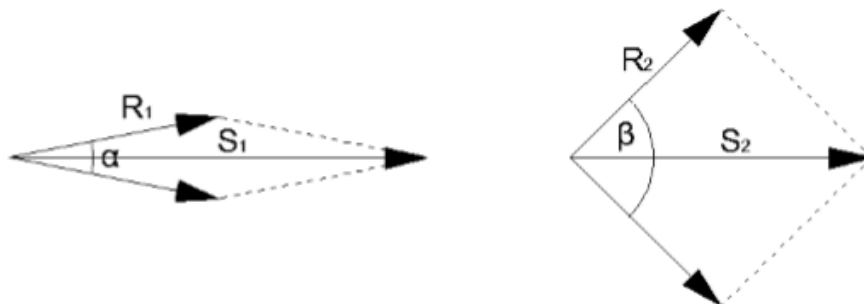
Από τους παραπάνω τύπους προκύπτει πως η ακτίνα και αντίδραση του δακτυλίου είναι αντιστρόφως ανάλογα μεγέθη. Εν αντιθέσει με τους κυκλικούς δακτυλίους, ένας οβάλ δεν χαρακτηρίζεται από συνεχή κατά μήκος καμπυλότητα. Επομένως, στις μεγάλες πλευρές, όπου ακτίνα είναι μεγάλη, η αντίδραση του δακτυλίου είναι μειωμένη, ενώ στις μικρές ισχύει το αντίστροφο. Ομοίως ισχύει για τις πιέσεις και τις επιμηκύνσεις των επιμέρους στοιχείων.

Έστω ένα επίπεδο μοντέλο που αποτελείται από έναν εσωτερικό, έναν εξωτερικό δακτύλιο και μη προεντεταμένες ακτίνες. Οι στηρίξεις του εξωτερικού δακτυλίου είναι κυλίσσεις. Θεωρώντας επιβολή ομοιόμορφου κατανεμημένου φορτίου, ο εσωτερικός δακτύλιος και οι ακτίνες θα βυθιστούν και θα αναπτύξουν εφελκυστικές εντάσεις. Ο εσωτερικός δακτύλιος υποβάλλεται επίσης σε επιμήκυνση, η οποία, λόγω του οβάλ σχήματος του, θα είναι εντονότερη στις μεγάλες πλευρές. Το ίδιο θα συμβεί και στον θλιβόμενο εξωτερικό δακτύλιο, τα στοιχεία του οποίου θα παραμορφωθούν προς τα εσωτερικό.



Σχήμα 3.15 Οριζόντια παραμόρφωση και αναπτυσσόμενες τάσεις μοντέλου δακτυλίων

Παρατηρείται διαφορά στο μέγεθος των φορτίων που μεταφέρει κάθε επιμέρους σύστημα ακτίνας-στοιχείου δακτυλίου. Αυτό οφείλεται στην διαφορά γωνίας μεταξύ ακτινών και δακτυλίων, ως αποτέλεσμα της μη συνεχής καμπυλότητας της οβάλ γεωμετρίας

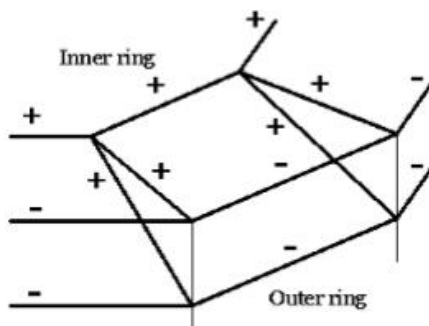


Σχήμα 3.16 Πολύγωνο δυνάμεων

Η γωνία α μεταξύ των στοιχείων του δακτυλίου είναι μικρότερη της β . Βάσει του κανόνα του πολυγώνου των δυνάμεων, όσο μικρότερη είναι η γωνία, τόσο μεγαλύτερη η συνισταμένη δύναμη. Υποθέτοντας ίσες τις δυνάμεις στους δακτυλίους $R_1=R_2$, η συνισταμένη S_2 προκύπτει μεγαλύτερη της S_1 . Στις μικρές πλευρές η παραπάνω γωνία είναι μικρότερη, επομένως η μεταφορά των φορτίων θα συμβεί αποδοτικότερα. Τα σημεία αυτά προσφέρουν το μεγαλύτερο μέρος της δράσης του δακτυλίου, άρα και υψηλότερη αντοχή και ακαμψία και αμοιβαία θα αναλάβουν το μεγαλύτερο μέρος των επιβαλλόμενων δράσεων.

3.4.3 Διπλός εξωτερικός δακτύλιος

Η διάταξη αυτή οδηγεί σε μείωση του φορτίου στον εσωτερικό δακτύλιο και επιτρέπει την κάλυψη ίδιων ανοιγμάτων με λιγότερο απαιτούμενη προένταση. Ωστόσο, λόγω της μείωσης των μονίμων φορτίων, το στέγαστρο εμφανίζει μειωμένη αντίσταση σε ανεμοπίεση. Η κατανομή των δυνάμεων παραμένει όμοια με πριν. Πρώτη εφαρμογή αποτελεί αυτή



Σχήμα 3.17 Κατανομή αξονικών δυνάμεων σε σύστημα διπλού εξωτερικού δακτυλίου

3.4.4 Μη προεντεταμένες ακτίνες

Η κατασκευή διάφορων έργων στο παρελθόν, απέδειξαν πως είναι δυνατή τη χρήση μη προεντεταμένων στοιχείων σε τέτοιου είδους στέγαστρα, με την λειτουργία του δακτυλίου να παραμένει αποδοτική. Η στατική του λειτουργία όμως είναι σημαντικά διαφορετική. Με την επιβολή κατακόρυφων φορτίων, οι ακτίνες και ο κεντρικός κόμβος θα βυθιστούν μέχρι το σημείο όπου θα επέλθει ισορροπία. Οι κάτω ακτίνες θα αναπτύξουν εφελκυστικές

τάσεις, ενώ οι πάνω, ως μη προεντεταμένες, θα εμφανίσουν θλίψη. Επομένως, οι καμπτικές δράσεις επηρεάζουν πια την αντοχή και την ακαμψία της κατασκευής. Για μεγάλα ανοίγματα, η ροπή κάμψης στις δοκούς αυξάνεται δυσανάλογα, απαιτώντας επιπλέον την αύξηση του μεγέθους της διατομής. Αναλυτικότερα:

Η καμπτική ροπή σε μια συμπαγούς, ορθογωνικής διατομής δοκό μπορεί να εκφραστεί:

$$M = \frac{\rho \cdot b \cdot d \cdot L^2}{8}$$

Η μέγιστη τάση στην δοκό:

$$\sigma_{max} = \frac{M_y}{I}$$

όπου:

$$y = \frac{d}{2}, I = \frac{bd^3}{12}$$

Αντικαθιστώντας προκύπτει:

$$\sigma_{max} = \frac{\rho bdL^2}{8} \cdot \frac{d}{2} \cdot \frac{12}{bd^3} = \frac{6\rho L^2}{8d}$$

και:

$$d = \frac{6\rho L^2}{8\sigma_{max}}$$

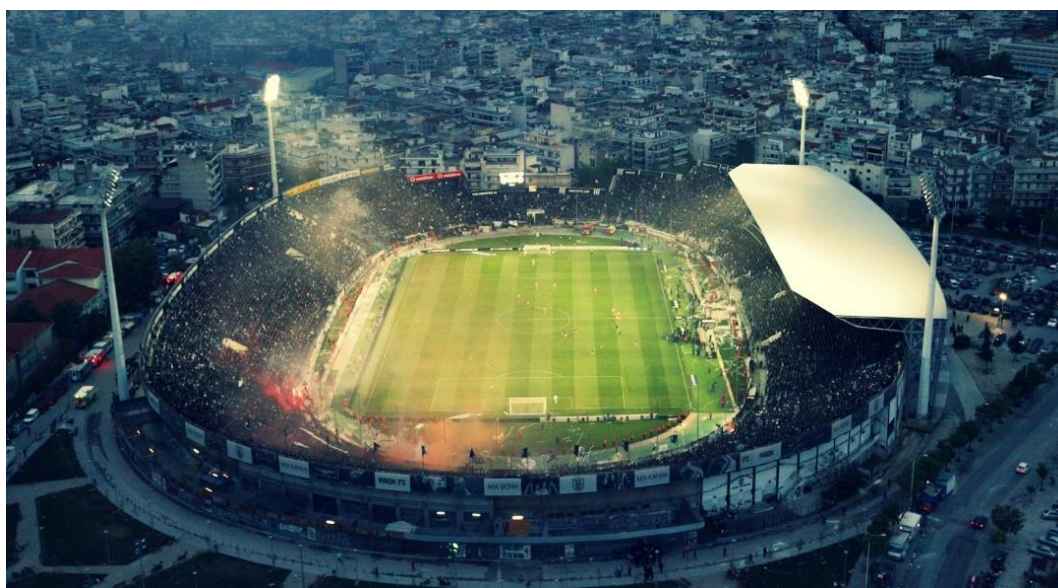
Η τελευταία σχέση υποδείχνει πως το ύψος της διατομής εξαρτάται από το τετράγωνο του μήκους του ανοίγματος. Όσο αυξάνονται οι διαστάσεις της διατομής τόσο αυξάνεται το ίδιο βάρος της και αναλόγως συμβαίνει και στην ροπή κάμψεως. Μια διατομή μεγαλύτερου ύψους απαιτείται για να αντισταθεί στις ροπές κάμψης. Επομένως, όσο αυξάνεται το άνοιγμα, τόσο οι συμπαγείς δοκοί καθίστανται λιγότερο αποδοτικές.

Συγκεντρωτικά, η λύση βρίσκεται στην ανάλυση των φορτίων κυρίως μέσω αξονικών εντάσεων και στην ελαχιστοποίηση της καμπτικής καταπόνησης του φορέα. Επομένως, ένα σύστημα δικτυωμάτων είναι κατάλληλο για την μόρφωση ενός στεγάστρου δίχως προεντεταμένα στοιχεία.

4 Παρουσίαση τεχνικού έργου

4.1 Γενικά

Το Γήπεδο της Τούμπας (Γήπεδο ΠΑΟΚ) είναι η έδρα της ποδοσφαιρικής ομάδας του ΠΑΟΚ, βρίσκεται στην ομώνυμη συνοικία και αποτελεί ιδιοκτησία του ερασιτεχνικού σωματείου του συλλόγου. Ανά τον καιρό, έχει χρησιμοποιηθεί ως έδρα σε διάφορους αγώνες του Άρη, του Ηρακλή, του Απόλλων Καλαμαριάς, του Ολυμπιακού, του ΟΦΗ, της Εθνικής Γιουγκοσλαβίας και της Εθνικής Ελλάδας.



Σχήμα 4.1 Νυχτερινή, πανοραμική λήψη του γηπέδου της Τούμπας κατά την διάρκεια αγώνα

Στα τέλη της δεκαετίας του '50, οι ανάγκες της ποδοσφαιρικής ομάδας αυξήθηκαν, ενώ η αγορά οκτώ στρεμμάτων γης από το Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο στην περιοχή του γηπέδου του Σιντριβανιού, το οποίο αποτελούσε την τότε έδρα, οδήγησε στην αναζήτηση νέας περιοχής για την στέγαση της. Το 1957 η διοίκηση συνέστησε ειδική τεχνική επιτροπή ανέγερσης νέου σταδίου, με κύριο στόχο την εξεύρεση χρηματοδότησης. Ο χώρος βρέθηκε στην περιοχή της Τούμπας, σε μια έκταση που ανήκε στο Ταμείο Εθνικής Αμύνης. Ο τότε Υπουργός Εθνικής Αμύνης και πρόεδρος της επιτροπής ανεγέρσεως νέου σταδίου του ΠΑΟΚ, Πτέραρχος Γιώργος Θέμελης, παραχώρησε, «δυνάμει του υπ. αριθμόν 41485/115-1957 παραχωρητηρίου», τα 30 στρέμματα όπου κτίστηκε και βρίσκεται ακόμη και τώρα το γήπεδο. Το τίμημα της έκτασης ορίστηκε στο 1,5 εκατ. δραχμές και αποπληρώθηκε από την διοίκηση της ομάδας σε 20 εξαμηνιαίες δόσεις των 75.000 δραχμών.

Στις 7 Φεβρουαρίου 1958 παραδόθηκε από επιτροπή αξιωματικών του Γ' Σώματος Στρατού στους εκπροσώπους του ΠΑΟΚ ο χώρος στην περιοχή της Τούμπας. Στον χώρο υπήρχαν ακόμη το, τα στρατιωτικά παραπήγματα, όπου διέμεναν θύματα του εμφυλίου πολέμου και σεισμόπληκτων και η μετεγκατάσταση των πολιτών κόστισε στον ΠΑΟΚ 70.000 δραχμές. Το συνολικό κόστος της δημιουργίας τους γηπέδου υπολογίστηκε στα 6

εκατ. δραχμές και μάλιστα μόλις το 1,1 εκατ. δραχμές εκταμιεύθηκε από την Γενική Γραμματεία Αθλητισμού.

Από την άνοιξη του 1958 ξεκίνησαν οι χωματουργικές εργασίες και στη συνέχεια προχώρησε η κατασκευή του γηπέδου που σχεδίασαν ο αρχιτέκτονας Μηνάς Τρεμπέλας και ο πολιτικός μηχανικός Αντώνης Τριγλιανός. Τις εκσκαφές πραγματοποίησαν συνεργεία του στρατού και το φθινόπωρο ξεκίνησαν τα έργα θεμελίωσης, αφού είχε ολοκληρωθεί η περίφραξη. Η δημιουργία των κερκίδων που θα χωρούσαν 20.000 φιλάθλους ξεκίνησε από ανατολικά.

Ο ΠΑΟΚ για να καλύψει τα έξοδα της ανέγερσης του σταδίου τον Απρίλιο του 1958 προχώρησε στη έκδοση «Λαχείου Υπέρ Ανεγέρσεων του Νέου Σταδίου ΠΑΟΚ», το οποίο κόστιζε 20 δραχμές, ενώ από το 1956 η διοίκηση είχε προχωρήσει στην παρακράτηση του 15% των εισπράξεων από τα εισιτήρια για το ταμείο του νέου γηπέδου. Οι φίλοι του Δικέφαλου, εκτός από χρήματα από το περίσσειμα τους, συνείσφεραν στην ανέγερση του γηπέδου και με αρκετές εργατοώρες εθελοντικής εργασίας. Ουσιαστικά μέσα σε ένα χρόνο ολοκληρώθηκαν τα έργα για την δημιουργία του γηπέδου και οργανώθηκαν τα εγκαίνια για την Κυριακή 6 Σεπτεμβρίου 1959 σε φιλική αναμέτρηση με την ΑΕΚ. Την ημέρα των εγκαίνιων παραβρέθηκαν 15.000 φίλαθλοι του ΠΑΟΚ, όση και η χωρητικότητα του γηπέδου στους πρώτους μήνες, ενώ στη συνέχεια αυξήθηκε σε 20.000, για να φτάσει με έργα επέκτασης τις 45.000 το 1974. Αξίζει να σημειωθεί πως από την έναρξη της λειτουργίας του, ο αγωνιστικός χώρος καλυπτόταν από χλοοτάπητα, πράγμα σπάνιο για την εποχή.

Στις 20 Μαΐου του 1970 ολοκληρώθηκε η τοποθέτηση των ηλεκτρικών πυλώνων, ενώ διάφορες αναβαθμίσεις όπως η κατασκευή αποδυτηρίων, η βελτίωση των εξωτερικών χώρων και η εγκατάσταση διαδρόμων στίβου είχαν ήδη προηγηθεί. Στις 22 Μαρτίου του 1980 προκλήθηκε η κατάρρευση της θύρας 8 λόγω σεισμού, οπότε και επήλθε παύση της λειτουργίας του γηπέδου. Έναν χρόνο μετά, με αφορμή την τραγωδία στην θύρα 7 του σταδίου «Γεώργιος Καραϊσκάκης» και για λόγους ασφαλείας, η χωρητικότητα μειώθηκε στις 41.000 θέσεις. Το καλοκαίρι του 1985 κατασκευάστηκε το σκέπαστρο πάνω από τις θύρες 1, 2 και 3.

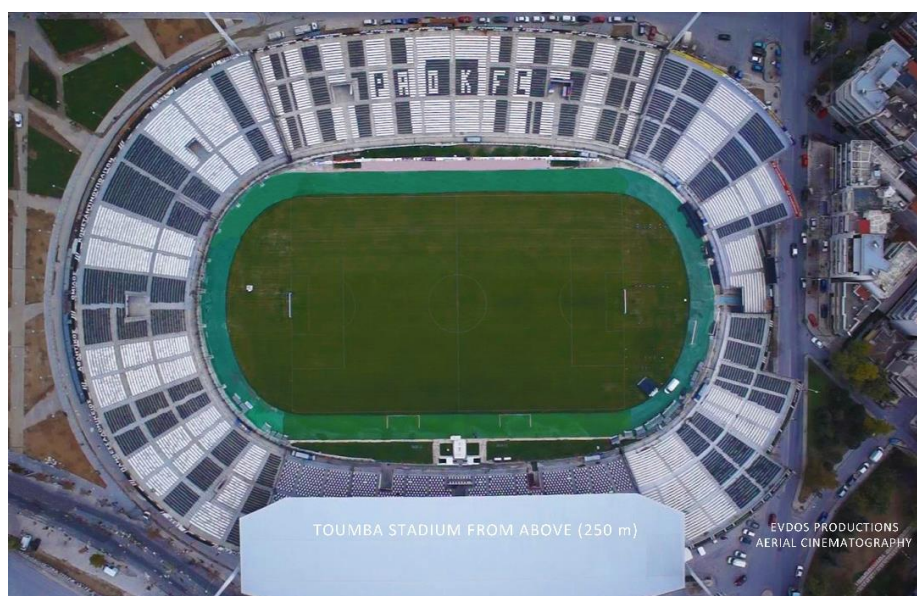


Σχήμα 4.2 Άποψη του γηπέδου της Τούμπας μετά την προσθήκη του σκεπάστρου το 1985

Το 1999 η UEFA επιβάλλει την χρήση την τοποθέτηση πλαστικών καθισμάτων και αυξάνει τα απαιτούμενα μέτρα ασφαλείας, γεγονός που μειώνει σε 28.703 θέσεις την χωρητικότητα, η οποία διατηρείται μέχρι σήμερα. Αργότερα, το 2004, και με την διοργάνωση των Ολυμπιακών Αγώνων, το γήπεδο υποβλήθηκε σε σημαντική ανακαίνιση. Κατασκευάστηκε καινούριο κτήριο τεσσάρων ορόφων που φιλοξενεί τα αποδυτήρια, ιατρεία, γραφεία, χώρους ελέγχου ντόπινγκ, την αίθουσα Τύπου, χώρους VIP και τα δημοσιογραφικά γραφεία. Επιπλέον, κατασκευάστηκε νέο στέγαστρο από χάλυβα το οποίο αντικατέστησε το παλαιότερο και αναβαθμίστηκε ο χλοοτάπητας του αγωνιστικού χώρου σε τελευταίας γενιάς. Στα επόμενα χρόνια υλοποιήθηκαν επιπλέον ενέργειες όπως η υποστύλωση των θυρών 7 και 8, η τοποθέτηση ηλεκτρονικού πίνακα καθώς και διάφορες βελτιωτικές εργασίες στους χώρους του κτηρίου ώστε να ανταποκρίνεται στις υψηλότερες των προδιαγραφών.



Σχήμα 4.3 Άποψη του στεγάστρου και του κτηρίου από τον εξωτερικό χώρο



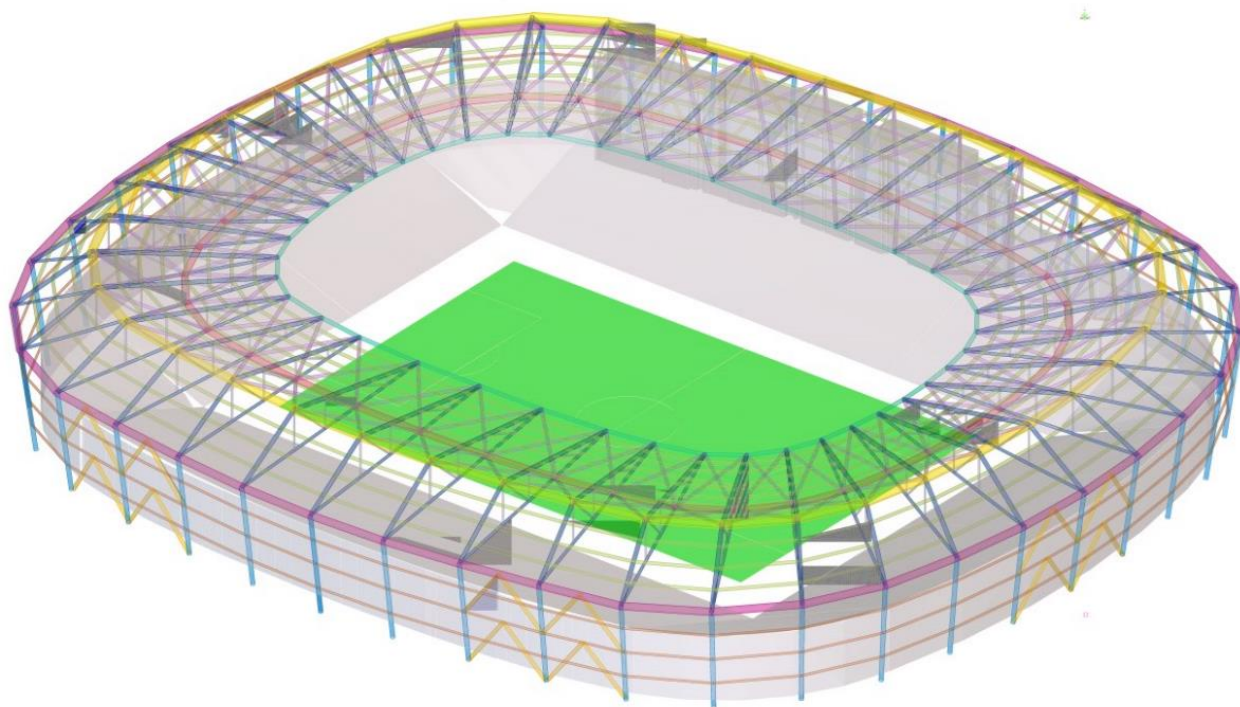
Σχήμα 4.4 Πανοραμική άποψη του γηπέδου (πηγή ΠΑΕ ΠΑΟΚ)

4.2 Μεταλλικός φορέας στεγάστρου

4.2.1 Περιγραφή

Το στέγαστρο σχεδιάστηκε σε σύστημα εφελκυσμένων-θλιβόμενων δακτυλίων. Ο μεταλλικός φέρων οργανισμός του στεγάστρου αποτελείται από σαράντα κύριους δικτυωτούς φορείς, τύπου προβόλου, κυμαινομένων μεταξύ 40.5 m και 48.5 m ανοιγμάτων, οι οποίοι εδράζονται αρθρωτά επί σαράντα κεκλιμένων υποστυλωμάτων. Οι κόμβοι αυτών παρουσιάζουν ικανότητα παραλαβής ροπών. Τα υποστυλώματα ύψους 21 m είναι διατεταγμένα περιμετρικά του σταδίου σε σταθερή μεταξύ τους απόσταση 15.59 m, σχηματίζουν γωνία 8° με την κατακόρυφο και η έδραση του πραγματοποιείται επι αρθρώσεως.

Οι κύριοι φορείς συνδέονται μεταξύ τους στο χώρο μέσω των τεσσάρων δακτυλίων, των συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου χιαστί και των τεγίδων. Η σύνδεση του κύριου φορέα με τους δακτυλίους γίνεται μονολιθικά, ενώ με όλα τα υπόλοιπα μέλη αρθρωτά. Οι τεγίδες εδράζονται στους κόμβους των δικτυωμάτων, ώστε να μην επιφέρουν επιπλέον στρεπτική καταπόνηση στον φορέα. Για την εφαρμογή του εξωτερικού καλύμματος στον φορέα, τοποθετούνται επίσης μηκίδες μεταξύ των υποστυλωμάτων. Για την εξασφάλιση της ευστάθειας του φορέα, κυρίως στην φάση κατασκευής, τοποθετούνται μεταξύ υποστυλωμάτων, έξι ζεύγη – δύο σε κάθε μεγάλη πλευρά και ένα σε κάθε μικρή – άνω και κάτω συνδέσμων δυσκαμψίας τύπου Λ. Ομοίως, οι συνδέσεις των παραπάνω μελών με τα υποστυλώματα λαμβάνονται ως αρθρώσεις. Τέλος, ο φορέας είναι δύο φορές συμμετρικός ως προς του άξονες που διέρχονται από το κέντρο του γηπέδου και είναι παράλληλοι στις πλευρές του ο καθένας εναλλάξ.



Σχήμα 4.5 Σχέδιο μεταλλικού φορέα στο Tekla

4.2.2 Μόρφωση φορέα

Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής, υλοποιήθηκε ο προσδιορισμός της γεωμετρίας και η μόρφωση του φορέα του στεγάστρου. Στην προσέγγιση της κατασκευής του στεγάστρου με το σύστημα δακτυλίου, η υφιστάμενη ελλειπτική μορφή του γηπέδου φαντάζει ιδανική. Η νότια πλευρά του γηπέδου όμως, στην οποία οι κερκίδες λόγω ρυμοτομικών περιορισμών είναι ημιτελείς, βρίσκεται σε επαφή με δρόμο κυκλοφορίας αυτοκινήτων, επομένως καθίσταται αδύνατη η υποστύλωση ενός τέτοιου τύπου στεγάστρου για πλήρη στέγαση, από την πλευρά εκείνη. Η σχεδίαση του νέου στεγάστρου θα βασιστεί λοιπόν σε διαφορετικό σχήμα γηπέδου καθώς και σε διάφορες άλλες απαιτήσεις. Στις μετατροπές αυτές περιλαμβάνεται και η αφαίρεση τόσο του υπάρχοντος στεγάστρου, όσο και των πυλώνων φωτισμού, αφού το νέο στέγαστρο θα περιλαμβάνει ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό.

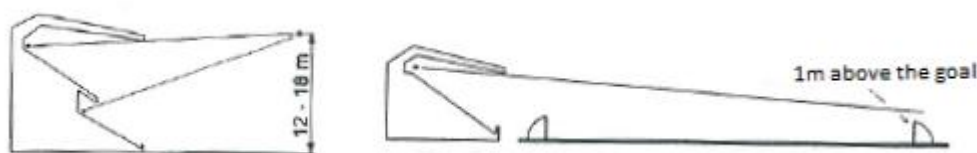
4.2.2.1 Σχεδιαστικές απαιτήσεις

Ακτίνες θέασης

Οι παράγοντες που σχετίζονται με τις ακτίνες θέασης από τις κερκίδες στον αγωνιστικό χώρο, είναι:

- τα υποστυλώματα που βρίσκονται ενδιάμεσα
- το ύψος του στεγάστρου, σε περίπτωση που είναι χαμηλό

Στην περίπτωση στεγάστρου συστήματος δακτυλίων, δεν υπάρχουν ενδιάμεσα υποστυλώματα, άρα μόνο ο περιορισμός ως προς το ύψος του θα ληφθεί υπόψη. Συγκεκριμένα, δεν θα πρέπει να καλύπτει την ορατότητα των θεατών στα υψηλότερα καθίσματα. Επιπλέον, θα πρέπει βρίσκεται υψηλότερα από το κτήριο που στεγάζει τα γραφεία και τα αποδυτήρια και έχει ύψος 20 m.



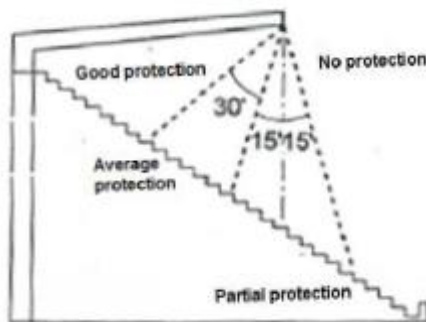
Σχήμα 4.6 Η επιρροή του ύψους του στεγάστρου στην ακτίνα θέασης

Προστασία θεατών

Η κάλυψη των εξέδρων από το στέγαστρο δεν εξασφαλίζει την προστασία των θεατών από όλες τις επιρροές των καιρικών φαινομένων. Ειδικότερα, το πόσο ευάλωτο αποτελεί ένα συγκεκριμένο κομμάτι της κερκίδας εξαρτάται από τους εξής παράγοντες:

- το ύψος του άκρου του στεγάστρου σε σχέση με το συγκεκριμένο κομμάτι της κερκίδας
- την κατεύθυνση του ανέμου σε σχέση με τον προσανατολισμό των κερκίδων
- την ροή του ανέμου, ειδικότερα για στάδια με ανοίγματα στις γωνίες

Οι δύο τελευταίοι παράγοντες δεν μπορούν να ληφθούν υπόψη στον σχεδιασμό στεγάστρων που πρόκειται να προστεθούν σε υφιστάμενες κατασκευές σταδίων. Η σχεδίαση όμως περιμετρικού κελύφους ταυτόχρονα με το στέγαστρο το καθιστά πιο ασφαλές έναντι ανομοιομορφών ροών του ανέμου. Σε κάθε περιοχή του στεγάστρου η προστασία είναι τουλάχιστον μερική (*partial*) σύμφωνα με το Σχήμα 4.7.



Σχήμα 4.7 Προστασία θεατών από το στέγαστρο

Ποιότητα χλοοτάπητα

Η ικανοποίηση των παραπάνω απαιτήσεων έρχεται σε αντίθεση με την ανάγκη για άριστη διατήρηση της ποιότητας του χλοοτάπητα. Η ποσότητα του ηλιακού φωτός που φθάνει στον αγωνιστικό χώρο καθώς και η ροή του αέρα, παράγοντες που λειτουργούν ευνοϊκά στην ποιότητα του χλοοτάπητα, περιορίζονται από ένα μεγάλο στέγαστρο. Το στέγαστρο προκαλεί σκίαση, με την τμήμα του χλοοτάπητα που επηρεάζεται να διαφέρει ανά εποχή του έτους. Το ποσοστό της σκίασης θα μειωθεί με την χρήση διάφανων μεμβρανών τύπου ETFE.

4.2.2.2 Προσδιορισμός γεωμετρίας στεγάστρου

Στην εποχή μας η χρήση του γηπέδου της Τούμπας σχετίζεται αποκλειστικά με ποδοσφαιρικούς αγώνες. Ο διάδρομος του στίβου είναι περιττός, προσθέτοντας απόσταση μεταξύ κερκίδας και αγωνιστικού χώρου και επηρεάζοντας αρνητικά την ατμόσφαιρα κατά την διάρκεια των αγώνων. Βάσει των περιορισμών που έχουν τεθεί από την UEFA, οι κερκίδες ενός ποδοσφαιρικού γηπέδου πρέπει να βρίσκονται το λιγότερο σε απόσταση 8,5 μέτρων από την μεγάλη πλευρά του αγωνιστικού χώρου καθώς και 10 μέτρων από την πλευρά των εστιών.

Οι κερκίδες λοιπόν, που βρίσκονται πίσω από τα τέρματα (τα λεγόμενα πέταλα), θα γκρεμισθούν ώστε το γήπεδο να αποκτήσει μορφή ιδανική για ποδοσφαιρική χρήση. Οι υφιστάμενες κερκίδες και ο αγωνιστικός χώρος θα ταπεινωθούν, με τις νέες κερκίδες των πετάλων να κατασκευάζονται στο ίδιο υψόμετρο. Εξαντλώντας τους προηγούμενους περιορισμούς της UEFA καθώς και του ρυμοτομικούς, προκύπτει το νέο σχέδιο των κερκίδων, πάνω στο οποίο θα μελετηθεί το στέγαστρο και το οποίο είναι συμμετρικό και οβάλ. Η καμπύλωση στα άκρα συνεισφέρει στην λειτουργία του δακτυλίου του στεγάστρου.

Για το σχήμα του εσωτερικού δακτυλίου που θα χρησιμοποιηθεί, λαμβάνονται ως κρίσιμα τα όρια των κερκίδων και των ακτινών θέασης. Για την προστασία των θεατών, επιλέγεται να είναι μέσου επιπέδου, με το άκρο του στεγάστρου να σχηματίζει γωνία από

0° έως 15° με το άκρο των κερκίδων. Όσον αφορά το ύψος του στεγάστρου, αυτό θα είναι μεγαλύτερο των 20 μέτρων, που είναι το ύψος των κτηριακών εγκαταστάσεων και είναι μεγαλύτερο του αντίστοιχου των κερκίδων. Βάσει του δεύτερου περιορισμού, προκύπτει λοιπόν μια περιοχή σχεδίασης μέσα στην οποία πρέπει να βρίσκεται ο εσωτερικός δακτύλιος. Ο εξωτερικός δακτύλιος ακολουθεί το περίγραμμα των νέων κερκίδων, παρουσιάζονται μεγαλύτερη καμπυλότητα, ενώ ομοίως σχεδιάζονται ο δακτύλιος κορυφής και ο ενδιάμεσος.

Αναλυτικά σχέδια των παραπάνω απαιτήσεων καθώς και της διαμόρφωσης του νέου σχήματος του γηπέδου βρίσκονται στο Παράρτημα Α.

4.3 Δομικά υλικά και διατομές μελών

4.3.1 Γενικά

Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν, σε συνάρτηση με το είδος και το μέγεθος των διατομών, παίζουν σημαντικό ρόλο στην τελική αντοχή και δυσκαμψία της κατασκευής. Η σωστή επιλογή τους είναι απαραίτητη προϋπόθεση για την ικανοποίηση όλων των κατασκευαστικών απαιτήσεων. Στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται οι μηχανικές ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά των υλικών που λήφθηκαν υπόψη καθώς επίσης και το είδος των επιλεγόμενων διατομών.

4.3.1.1 Δομικός χάλυβας

Ο δομικός χάλυβας είναι το κύριο υλικό από το οποίο συντίθενται ο φέρων οργανισμός του στεγάστρου. Αποτελεί κράμα διαφόρων μεταλλικών και μη στοιχείων, με βασικό αυτών τον σίδηρο (*Fe*). Κύρια πλεονεκτήματα του αποτελούν ο μεγάλος λόγος αντοχής ως προς το ίδιο βάρος, η ομοιογένεια του υλικού, η ελαστικότητα, η ολκιμότητα, η εξαιρετική αντισεισμική συμπεριφορά και ταχεία διαδικασία κατασκευής. Ως μειονεκτήματα εμφανίζονται η ευαισθησία σε υψηλές θερμοκρασίες, ο κίνδυνος φαινομένων αστάθειας και η ευπάθεια έναντι κοπώσεως. Οι ιδιότητες των δομικών χαλύβων για έλαση εν θερμώ δίνονται στον *EN 1993-1-1*.

Πίνακας 4.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων

Ποιότητα χάλυβα κατά EN 10025-2	Ονομαστικό πάχος στοιχείου t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _y (MPa)	f _u (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
S 450	440	550	410	550

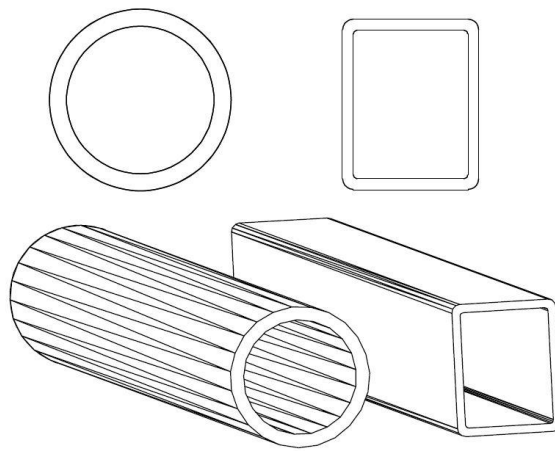
όπου:

f_y τάση ορίου διαρροής
 f_u τάση ορίου θραύσης

Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού:

Τάση σχεδιασμού:	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{f_{yk}}{1.0}$
Μέτρο ελαστικότητας:	$E = 210.000 \text{ MPa}$
Μέτρο διάτμησης:	$G = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu)} = 81.000 \text{ MPa}$
Σταθερά Poisson:	$\nu = 0.3$
Ειδικό βάρος:	$\gamma = 78.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Συντελεστής θερμικής διαστολής:	$\alpha_t = \frac{10^{-5}}{^\circ\text{C}}$

Όσον αφορά τις διατομές των επιμέρους μελών του φορέα, επιλέχθηκαν κοίλες κυκλικές θερμής ελάσεως, με κύριο γνώμονα την υψηλή τους αισθητική. Επιπλέον πλεονεκτήματα αποτελούν ο περιορισμός της διάβρωσης του χάλυβα, η δυνατότητα χρησιμοποίησης του εσωτερικού τους για πλήρωση είτε με σκυρόδεμα είτε με υδρορροές, μηχανολογικά ή ηλεκτρολογικά συστήματα που απαιτούνται σε ένα στέγαστρο σταδίου, καθώς επίσης και η καλύτερη συμπεριφορά έναντι πυρκαγιάς.



Σχήμα 4.8 Κοίλη κυκλική και ορθογωνική διατομή

4.3.1.2 Χάλυβας κοχλιώσεων

Στις συνδέσεις των μεταλλικών μελών γίνεται η χρήση συγκολλήσεων και κοχλιώσεων. Οι διάφορες ποιότητες των κοχλιών καθώς και οι χαρακτηριστικές τους τιμές βρίσκονται στον EN 1993-1-8.

Πίνακας 4.2 Χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής των κοχλιών

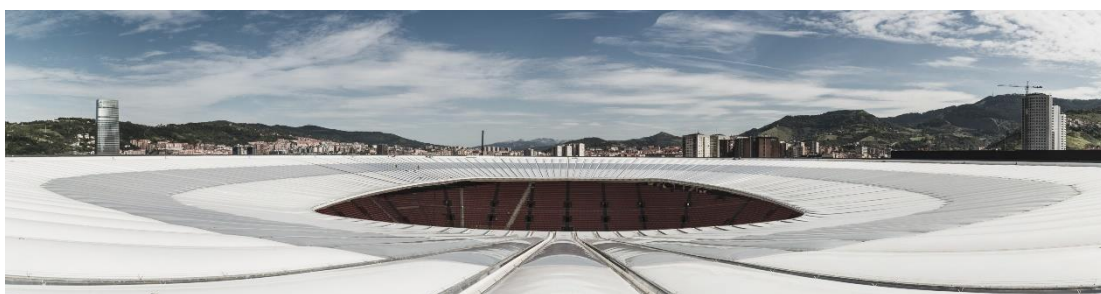
Ποιότητα κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

4.3.1.3 Υλικό επικάλυψης

Τα στοιχεία που αποτελούν το εξωτερικό περίβλημα της στέγης και του περιμετρικού κελύφους, ενώ δεν αποτελούν μέρος του φέροντα οργανισμού, έρχονται σε επαφή με το εξωτερικό περιβάλλον, παραλαμβάνουν φορτία και τα μεταφέρουν στην κατασκευή. Παρ' όλα αυτά, θεωρούνται πρωτίστως αντικείμενο αρχιτεκτονικής μελέτης.

Η επικάλυψη της οροφής ενός σταδίου πρέπει να ικανοποιεί διάφορες απαιτήσεις, όπως το μικρό ίδιο βάρος, η στεγανότητα, η υψηλή αισθητική και παράλληλα η ανθεκτικότητα έναντι των καιρικών και κλιματολογικών συνθηκών. Επιπλέον, θα πρέπει να εμφανίζει επαρκή αντοχή και δυσκαμψία για την κάλυψη του ανοίγματος μεταξύ των τεγιδών. Σε ορισμένες περιπτώσεις ακόμα, χρειάζεται η θερμική και ηχητική του μόνωση.

Επιπλέον, βασική προϋπόθεση σε ένα στάδιο αγωνιστικού χώρου από γλυστάπητα αποτελεί η διατήρηση της κατάστασης του σε υψηλά επίπεδα ποιότητας. Κάτι τέτοιο επιτυγχάνεται κυρίως με την μέγιστη εισροή ηλιακής ακτινοβολίας, αλλά και με τον επαρκή πολιισμό, αερισμό και εργασιών συντήρησης του.



Σχήμα 4.9 Επικάλυψη του στέγαστρο του γηπέδου San Mames στο Bilbao με ETFE Film

Με στόχο την ικανοποίηση όλων των παραπάνω απαιτήσεων, γίνεται χρήση του υλικού επικάλυψης ETFE Film, διπλής στρώσεως, το οποίο αποτελεί ένα ισότροπο πολυμερές, υψηλής ελαστικότητας, κατασκευασμένο από αιθυλοτετραφθοροαιθυλένιο. Προσφέρει μεγάλη ευελιξία ως προς το σχήμα, το χρώμα και τις διαστάσεις στις οποίες μπορεί να παραχθεί, εμποδίζει την εισροή υπερϊώδους ακτινοβολίας, εμφανίζει υψηλή

αντίσταση έναντι πυρκαγιάς και είναι αυτοκαθαριζόμενο και πλήρως ανακυκλώσιμο ως υλικό. Τέλος, ο συνδυασμός του με συστήματα φωτισμού, δημιουργούν ένα υψηλής αισθητικής αποτέλεσμα.

	ETFE Film		
	Single-layer	Double-layers	Triple-layers
Thickness/Composition	200μm	200μm+A300mm+200μm	200μm+A300mm+200μm +A300mm+200μm
Weight (kg/m ²)	0.35	0.70	1.05
Visible light transmittance (%)	90.5	82.4	75.4
Ultraviolet transmittance (%)	83.5	71.5	62.3
Heat transmittance (W/m ² K)	5.8	2.6	1.7
Heat resistance	260-270°C	←	←
Acoustic transmission (under 100Hz)	3.0	4.6	unmeasured
(under 1000Hz)	12.0	12.4	unmeasured
(under 5000Hz)	23.9	33.0	unmeasured
Weather resistance	★★★	←	←
Self-cleaning	★★★★	←	←

• The numbers above are meant to serve as guidelines.

Σχήμα 4.10 Χαρακτηριστικά του ETFE Film

5 Δράσεις σχεδιασμού

5.1 Γενικά

Ο σχεδιασμός ενός φορέα οφείλει να εξασφαλίζει την ικανότητα να αντιμετωπίσει όλα τα φορτία που θα εμφανιστούν στην διάρκεια ζωής του, διατηρώντας ταυτόχρονα την καταλληλότητα του για την χρήση για την οποία προορίζεται. Ανάλογα με την μορφή, την θέση και το είδος του έργου, προσδιορίζονται οι δράσεις με βάση τις οποίες ο μελετητής θα προβεί στην ανάλυση του φορέα, για να προσδιοριστούν τα δυσμενέστερα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη των μελών του.

Στα πλαίσια του σχεδιασμού, πρέπει να καθορίζεται και η διάρκεια ζωής του έργου, προκειμένου να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της επιτελεστικότητας. Τα στέγαστρα μεγάλων ανοιγμάτων ανήκουν στην κατηγορία 5.

Πίνακας 5.1 Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού σύμφωνα με τον EN 1991

Κατηγορία διάρκειας ζωής σχεδιασμού	Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού σε έτη	Παραδείγματα
1	10	Προσωρινές κατασκευές
2	25	Δομικά στοιχεία με δυνατότητα αντικατάστασης
3	25	Αγροτικές και παρεμφερείς κατασκευές
4	50	Κτίρια και παρεμφερή
5	100	Μνημειακά κτίρια, γέφυρες και άλλα τεχνικά έργα

Οι δράσεις επί των κατασκευών ορίζονται από ένα Κανονισμό ο οποίος περιγράφει τόσο την ποιοτική όσο και την ποσοτική τους διάσταση. Στον Ελλαδικό χώρο όπως και σε άλλες Ευρωπαϊκές χώρες εφαρμόζεται ο *EN 1991-1-1*, ο οποίος παρέχει ιδιαίτερες πληροφορίες για κάθε χώρα, είτε μέσω Παραρτημάτων είτε μέσω Εθνικών Προσαρτημάτων. Ειδικότερα, διακρίνονται σε:

- Άμεσες (direct), που αντιστοιχούν σε συγκεντρωμένα ή ομοιόμορφα κατανεμημένα γραμμικά και επιφανειακά φορτία.
- Έμμεσες (indirect), που αντιστοιχούν σε επιβαλλόμενες παραμορφώσεις λόγω θερμοκρασιακής μεταβολής ή υποχώρησης στηρίξεων, καθώς και επιβαλλόμενης επιτάχυνσης λόγω σεισμού.

Επιπλέον, ως προς τον χρόνο, οι δράσεις ταξινομούνται σε:

- Μόνιμες G (permanent) όπως τα ίδια βάρη της κατασκευής, η προένταση κλπ.
- Μεταβλητές Q (variable) όπως τα επιβαλλόμενα φορτία στις οροφές, τα φορτία χιονιού ή ανέμου κλπ.
- Τυχηματικές A (accidental) όπως εκρήξεις ή προσκρούσεις οχημάτων

5.2 Μόνιμες δράσεις

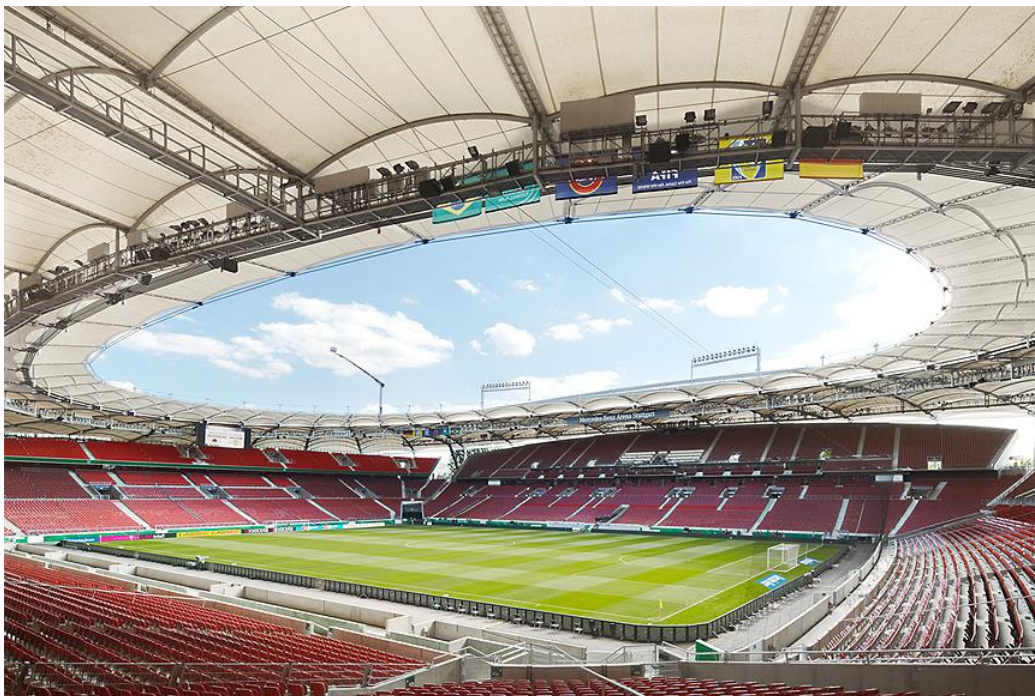
Ως μόνιμες νοούνται όλες οι δράσεις που αναμένεται να επενεργήσουν κατά την διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου αναφοράς με αμελητέα διαφοροποίηση του μεγέθους τους στον χρόνο. Πρόκεινται για δράσεις σταθερής θέσης και κατακόρυφης διεύθυνσης.

5.2.1 Ίδιο βάρος φορέα

Περιλαμβάνει τα βάρη των μεταλλικών μελών του φορέα, τα οποία δρουν κατακόρυφα, ενώ δεν λαμβάνονται υπόψιν τα αντίστοιχα των ελασμάτων συνδέσεων και των κοχλιών. Το ίδιο βάρος του του δομικού χάλυβα λαμβάνεται ίσο με $78,5 \text{ kN/m}^3$.

5.2.2 Ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός

Περιλαμβάνουν τα φορτία του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού όπως είναι οι προβολείς φωτισμού, συστήματα τηλεοπτικής κάλυψης, οι οθόνες προβολής κ.α. που είναι ενσωματωμένα στο εσωτερικό τμήμα της οροφής. Ασκοούνται ως ομοιόμορφα καταναμεμημένα στον δεύτερο εσωτερικό δακτύλιο με 1.50 kN/m , ενώ λαμβάνεται επίσης μια προσαύξηση στην επικάλυψη του φορέα.



Σχήμα 5.1 Άποψη του συστήματος φωτισμού του Mercedes Benz Arena στην Στουτγάρδη

5.2.3 Επικάλυψη μεταλλικού σκελετού

Σε μια τελική στατική μελέτη ενός στεγάστρου σταδίου, λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά του υλικού επικάλυξης στην στατική συμπεριφορά της κατασκευής. Ειδικότερα, αν αυτή υλοποιείται με χρήση προεντεταμένων μεμβρανών, συχνότερα σε εφελκυστικά συστήματα, είναι ιδιαίτερως σημαντική. Στην περίπτωση που εξετάζεται, θα ληφθεί υπόψη μόνο η επιφόρτιση της κατασκευής λόγω ιδίου βάρους της επικάλυξης της.

Η επικάλυψη του σκελετού τόσο της στέγης όσο και περιμετρικά, πραγματοποιείται με ETFE Film διπλή στρώσης και ιδίου βάρους ίσου με 0.70 kN/m^2 , σύμφωνα με τον πίνακα. Ο σχεδιασμός θα γίνει με φορτίο $1,00 \text{ kN/m}^2$, ώστε να συμπεριληφθούν τα ίδια βάρη των συνδέσεων και των δευτερευουσών στοιχείων που απαιτούνται για την προσαρμογή της επικάλυξης στον μεταλλικό φορέα καθώς και μονώσεων, υδρορροών, πρόσθετου ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού και διάφορων κατασκευαστικών μετατροπών που θα υλοποιηθούν σε αυτόν.



Σχήμα 5.2 2 Πανοραμική άποψη του γηπέδου San Mames στο Μπιλμπάο. Για την επικάλυξη του στεγάστρου έχει χρησιμοποιηθεί ETFE Film

5.3 Μεταβλητές δράσεις

Στις μεταβλητές δράσεις εντάσσονται τα κατακόρυφα και πλευρικά φορτία που δρουν όσο η κατασκευή βρίσκεται σε λειτουργία. Προσδιορίζονται στατιστικά, αφού λόγω της φύσης των φορτίων δεν είναι επακριβές το βάρος και η θέση τους, με τις τιμές εφαρμογής τους να δίνονται από τους κανονισμούς. Επιβάλλονται κατά τον πλέον δυσμενή τρόπο, ώστε να καλύπτονται όλες οι φορτικές καταστάσεις και να προσδιορίζεται η δυσμενέστερη επιρροή τους. Παρ' όλα αυτά, λόγω της σχετικά μικρής πιθανότητας ταυτόχρονης φόρτισης του φορέα με όλες τις μεταβλητές δράσεις, προβλέπονται από τους κανονισμούς ποσοστά απομείωσης τους σε συγκεκριμένες περιπτώσεις.

5.3.1 Επιβαλλόμενα φορτία

Βάσει του *EN 1991-1-1*, ως επιβαλλόμενα ορίζονται τα κατακόρυφα φορτία που προκύπτουν από την χρήση του κτηρίου και προέρχονται από την παρουσία ανθρώπων, κινητού εξοπλισμού κλπ. Θεωρούνται ομοιόμορφα κατανεμημένα, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη καμία δυναμική επιρροή στην κατασκευή.



Σχήμα 5.3 Επιβαλλόμενα φορτία κατά την διάρκεια εργασιών στο στέγαστρο

5.3.1.1 Κανονισμός επιβαλλόμενων φορτίων

Για τον προσδιορισμό των επιβαλλόμενων φορτίων, οι χώροι των στεγών υποδιαιρούνται σε κατηγορίες ανάλογα με το είδος της χρήσης τους, σύμφωνα με τον Πίνακα 5.2.

Πίνακας 5.2 Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών

Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	Συγκεκριμένη χρήση
H	Στέγες μη προσβάσιμες παρά μόνο για την κανονική συντήρηση και επισκευή
I	Στέγες προσβάσιμες για χρήση σύμφωνα με τις κατηγορίες A και D
K	Στέγες προσβάσιμες για ειδικές χρήσεις, όπως ελικοδρόμια

Για στέγες κατηγορίας H, οι τιμές των επιβαλλόμενων φορτίων δίνονται από τον Πίνακα 5.3.

Πίνακας 5.3 Επιβαλλόμενα φορτία στέγης

Στέγη	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Κατηγορία H	0.00 – 1.00 (0.50)	0.90 – 1.50 (1.00)

5.3.1.2 Υπολογισμός επιβαλλόμενων φορτίων

Επιλέγεται ως επιβαλλόμενο φορτίο η τιμή του φορτίου που προτείνεται από το Εθνικό Προσάρτημα, δηλαδή $q_k=0.50$ kN/m², το οποίο θεωρείται ότι δρα σε όλη την επιφάνεια της στέγης.

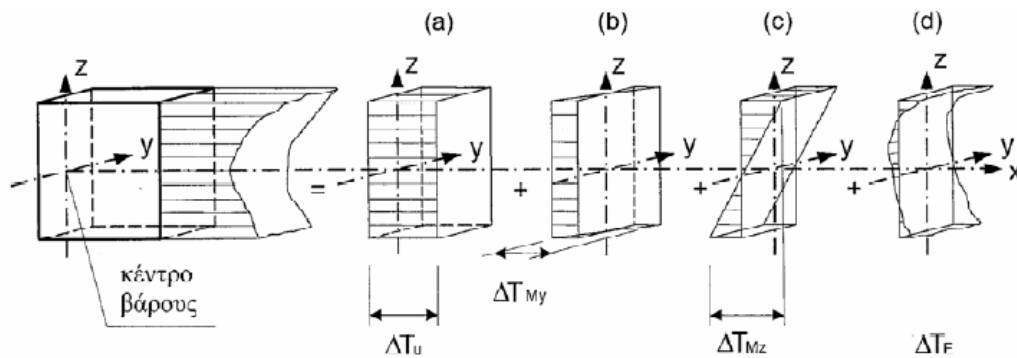
5.3.2 Θερμοκρασιακά φορτία

Ως θερμικές ορίζονται οι δράσεις που προκαλούνται λόγω της μεταβολής των πεδίων θερμοκρασίας, εντός συγκεκριμένου χρονικού διαστήματος, σε μια κατασκευή ή ένα δομικό στοιχείο. Θεωρούνται μεταβλητές, έμμεσες δράσεις, οι οποίες επιφέρουν παραμορφώσεις, οι οποίες συνεπάγονται ανάπτυξη τάσεων.

Αφορούν κατασκευές εκτεθειμένες σε ημερήσιες και εποχιακές κλιματολογικές και λειτουργικές θερμοκρασιακές μεταβολές. Οι μεταβολές αυτές είναι μεγαλύτερες για κατασκευές στην ύπαιθρο, όπως οι γέφυρες, από άλλες των οποίων τα φέροντα στοιχεία προστατεύονται έναντι θερμοκρασιακών επιρροών από μη φέροντα στοιχεία, όπως τα κτήρια. Λόγω της μικρής τους διάρκειας, τα εντατικά μεγέθη που προκύπτουν δεν υπόκεινται σε ερπυσμό και συνεπώς τα αδρανειακά στοιχεία της διατομής υπολογίζονται για βραχυχρόνια φόρτιση.

Όσον αφορά την κατανομή της θερμοκρασίας σε ένα μεμονωμένο δομικό στοιχείο, μπορεί να αναλυθεί στις ακόλουθες τέσσερις βασικές συνιστώσες:

- μια συνιστώσα ομοιόμορφης θερμοκρασίας, η οποία συνδέεται με την γραμμική διαστολή ή συστολή ενός στοιχείου ή φορέα (a)
- δύο συνιστώσες γραμμικής θερμοκρασιακής μεταβολής: μια περί τον άξονα z-z (b) και μια περί τον άξονα y-y (c)
- μια μη-γραμμική συνιστώσα θερμοκρασιακής μεταβολής η οποία οδηγεί σε ένα σύστημα αυτοϊσόρροπων τάσεων που δεν προκαλεί εντατικά μεγέθη στο στοιχείο (d)



Σχήμα 5.4 Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών της θερμοκρασιακής κατανομής

5.3.2.1 Κανονισμός υπολογισμού θερμοκρασιακών φορτίων

Ο υπολογισμός των θερμοκρασιακών δράσεων θα πραγματοποιηθεί σύμφωνα με τον *EN 1991-1-5*. Κατατάσσονται στις μεταβλητές, ελεύθερες δράσεις και πρέπει να προσδιορίζονται για κάθε κατάσταση σχεδιασμού.

Όσα δεδομένα εξαρτώνται από την τοποθεσία του δομήματος και την ποιότητα των μετεωρολογικών στοιχείων, δίνονται στα εθνικά προσαρτήματα κάθε χώρας. Στον Ευρωκώδικα, καθορίζονται δυο θερμοκρασίες, βάσει των οποίων προσδιορίζονται στην συνέχεια οι θερμοκρασίες υπολογισμού των κατασκευών:

- η μέγιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά T_{\max} (Σχήμα 5.5)
- η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος υπό σκιά T_{\min} (Σχήμα 5.6)

Και οι δύο τιμές βασίζονται στις μέγιστες/ελάχιστες καταγεγραμμένες ωριαίες τιμές, εμφανίζουν πιθανότητα υπέρβασης $p=0.02$ και αναφέρονται σε περίοδο επαναφοράς 50 ετών.

Στον Ευρωκώδικα εισάγονται οι εξής έννοιες:

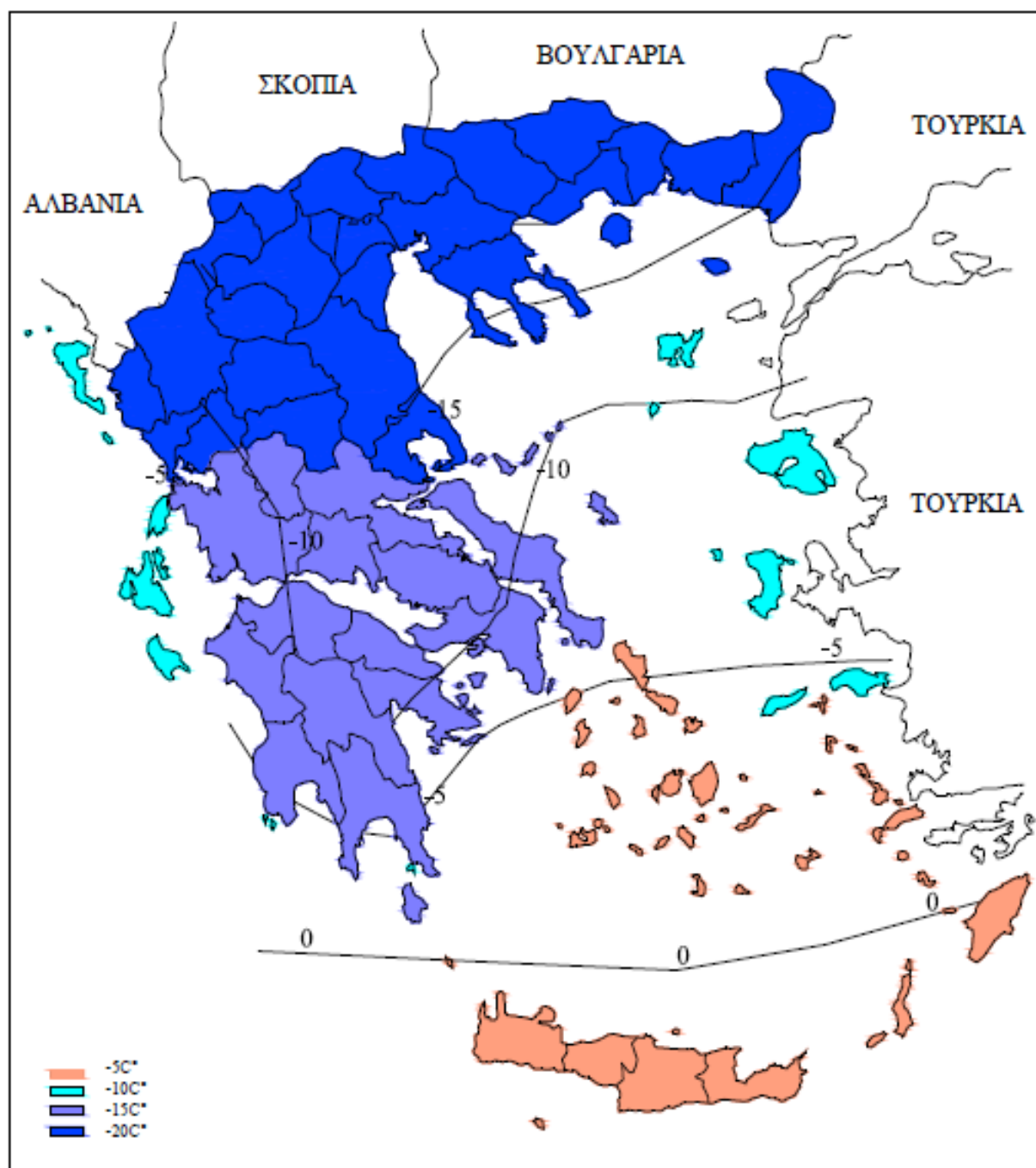
- Θερμοκρασία ενός μέλους της κατασκευής η οποία έχει δυο επιμέρους συνιστώσες:

- ο μια ομοιόμορφη συνιστώσα θερμοκρασίας ΔT_u , η οποία προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ της μέσης θερμοκρασίας T του μέλους και της αρχικής του θερμοκρασίας T_0 .
- ο μια γραμμικά μεταβαλλόμενη συνιστώσα της θερμοκρασίας, που προκύπτει από την διαφορά ΔT_M μεταξύ των θερμοκρασιών της εξωτερικής και εσωτερικής επιφάνειας μιας διατομής

- Θερμοκρασία ενός τμήματος της κατασκευής η οποία ορίζεται ως η μέση θερμοκρασία του τμήματος. Για ένα συγκεκριμένο έργο, μπορεί να καθορίζεται μια διαφορά θερμοκρασίας, ΔT_p , μεταξύ διαφορετικών τμημάτων της κατασκευής.



Σχήμα 5.5 Χάρτης μεγίστων θερμοκρασιών αέρα υπό σκιά, T_{max}



Σχήμα 5.6 Χάρτης ελαχίστων θερμοκρασιών αέρα υπό σκιά, T_{\min}

5.3.2.2 Υπολογισμός θερμοκρασιακών φορτίων

Ένα ανοικτό στέγαστρο γηπέδου, αποτελεί κατασκευή στην ύπαιθρο. Κατά την διαδικασία του σχεδιασμού, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι εντατικές καταστάσεις που οφείλονται στις ομοιόμορφες μεταβολές της θερμοκρασίας ΔT_u , λόγω συστολής (contraction) και διαστολής (expansion). Ειδικότερα, για την περιοχή της Θεσσαλονίκης, είναι $T_{\max}=45^{\circ}\text{C}$ και $T_{\min}=-20^{\circ}\text{C}$, ενώ για την κατασκευή θεωρείται θερμοκρασία συναρμογής $T_0=10^{\circ}\text{C}$. Προκύπτουν οι διαφορές θερμοκρασίας:

$$\Delta T_{u,con} = T_{\min} - T_0 = -20 - 10 = -30^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{u,exp} = T_{\max} - T_0 = 45 - 10 = 35^{\circ}\text{C}$$

5.3.3 Φορτία Χιονιού

Τα φορτία χιονιού κατατάσσονται στις μεταβλητές σταθερές δράσεις, προκαλούνται από την εναπόθεση του χιονιού σε οριζόντιες ή κεκλιμένες στέγες και είναι ιδιαίτερος σημαντικά για περιοχές με κρύο καιρό και συχνές χιονοπτώσεις. Η ποσότητα του χιονιού που εναποτίθεται σε μια στέγη εξαρτάται από την κλίση και την τοποθεσία της στέγης, ενώ η πυκνότητα του, η οποία δεν είναι σταθερή, από τον βαθμό συμπίκνωσης του. Ως αποτέλεσμα, εκτός της χιονόπτωσης σε συνθήκες ηρεμίας, ίσως απαιτείται να ληφθεί υπόψη η επίδραση του ανέμου, που μπορεί να επιφέρει ανακατανομή ή και απομάκρυνση του χιονιού από την στέγη. Επιπλέον, δίνεται σημασία σε παράγοντες όπως η διαφυγή θερμότητας από το κτήριο, η έκθεση του κτηρίου σε ισχυρούς ανέμους ή οι εργασίες απομάκρυνσης χιονιού, σε περιπτώσεις όπου οι μορφές αυτής της φόρτισης είναι κρίσιμες.



Σχήμα 5.7 Κατάρρευση του στεγάστρου του σταδίου Metrodome στην Minnesota λόγω φορτίων χιονιού (2010)

5.3.3.1 Κανονισμός υπολογισμού φορτίων χιονιού

Τα φορτία υπολογίζονται σύμφωνα με τον *EN 1991-1-3*. Το προσδιοριζόμενο φορτίο αναφέρεται σε έργα που σχεδιάζονται σε υψόμετρο χαμηλότερο των 1500 m, έχει προκύψει με την παραδοχή της φυσικής απόθεσης και δεν λαμβάνει υπόψη πιθανή τεχνητή αφαίρεση ή αναδιανομή χιονιού επί της στέγης από ανθρώπινη επέμβαση. Το φορτίο θεωρείται πως επιδρά κατακόρυφα, αναφέρεται στην οριζόντια προβολή της επιφάνειας της στέγης και υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις :

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k$$

Για τυχηματικές καταστάσεις, όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση:

$$s = \mu_i C_e C_t s_{Ad}$$

Για τυχηματικές καταστάσεις, όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση:

$$s = \mu_i s_k$$

όπου:

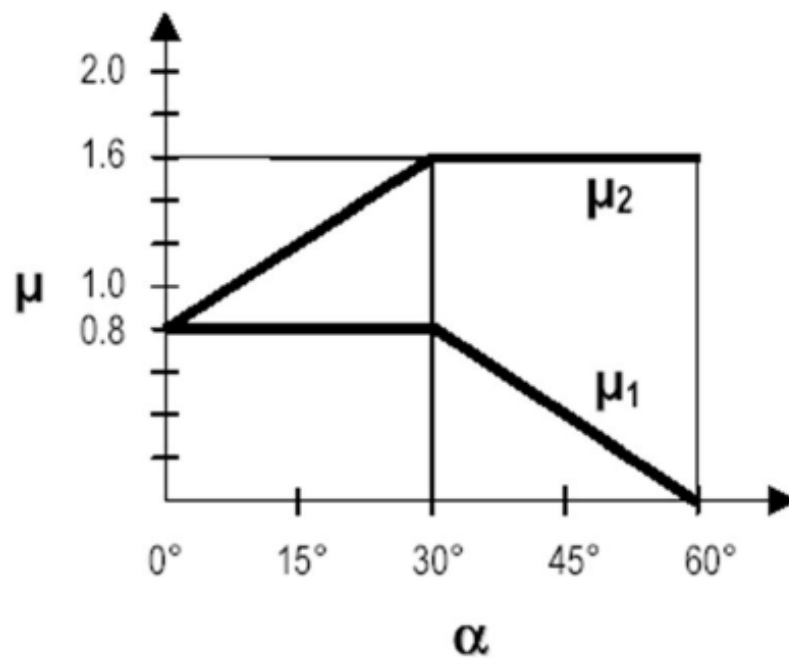
- μ_i συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού
- s_k χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους
- C_e συντελεστής έκθεσης
- C_t θερμικός συντελεστής
- $s_{Ad} = C_{esl} \cdot s_k$ τιμή σχεδιασμού του φορτίου χιονιού επί του εδάφους για τυχηματική δράση
- C_{esl} συντελεστής για εξαιρετικά φορτία χιονιού ($C_{esl}=2$)

Συντελεστής σχήματος φορτίου χιονιού μ_i

Οι τιμές του συντελεστή σχήματος, για τις περιπτώσεις των δίκλινων στεγών, όταν αποφεύγεται η ολίσθηση του χιονιού από την στέγη, καθορίζονται σύμφωνα με τον Πίνακα 5.4.

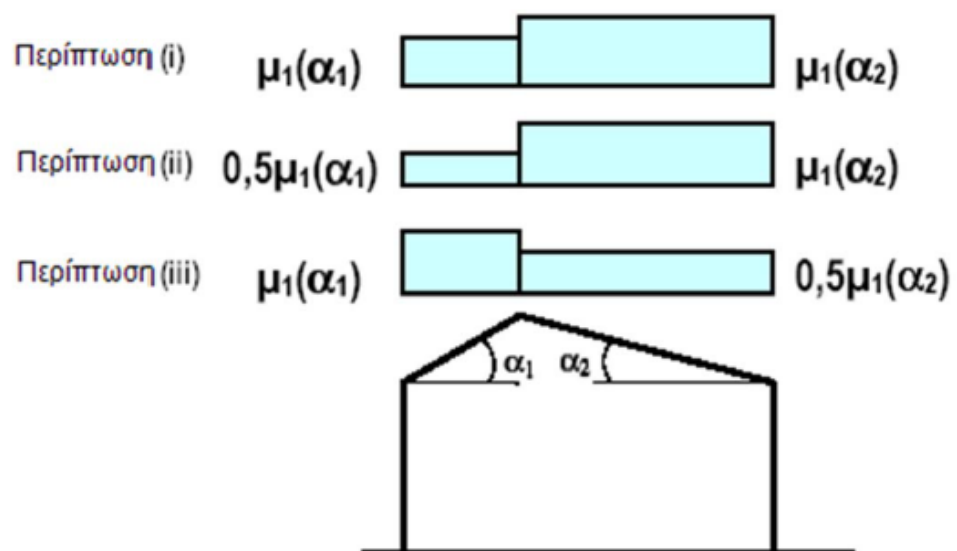
Πίνακας 5.4 Συντελεστές σχήματος φορτίων χιονιού

Κλίση στέγης	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \cdot (60-\alpha)/30$	0.0
μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \alpha/30$	1.6	0.0



Σχήμα 5.8 Διάγραμμα συντελεστών σχήματος φορτίων χιονιού

Για τις δίκλινες στέγες εξετάζονται 3 διαφορετικές περιπτώσεις φορτίσεων, οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα 4.9.



Σχήμα 5.9 Περιπτώσεις φορτίσεως δίκλινης στέγης

Συντελεστής εκθέσεως C_e

Για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά, δίνονται οι συνιστώμενες τιμές του συντελεστή εκθέσεως στον Πίνακα 5.5

Πίνακας 5.5 Συνιστώμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά

Τοπογραφικά χαρακτηριστικά	C_e
Εκτεθειμένο	0.8
Κανονικό	1.0
Προστατευόμενο	1.2
Εκτεθειμένο: Επίπεδες εκτάσεις χωρίς εμπόδια εκτεθειμένες από όλες τις πλευρές με λίγη ή καθόλου προστασία από το φυσικό ανάγλυφο, τις υψηλότερες κατασκευές, ή τα δέντρα.	
Κανονικό: Περιοχές όπου δεν υπάρχει σημαντική μετακίνηση του χιονιού από τον άνεμο στις κατασκευές λόγω του φυσικού ανάγλυφου, των υψηλότερων κατασκευών ή των δέντρων.	
Προφυλαγμένο: Περιοχές όπου η θεωρούμενη κατασκευή είναι σημαντικά χαμηλότερη από το φυσικό ανάγλυφο ή περιβάλλεται από υψηλά δέντρα ή/και από υψηλότερες κατασκευές.	

Κατά την επιλογή του κατάλληλου συντελεστή εκθέσεως θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μελλοντική εξέλιξη του χώρου γύρω από το έργο.

Θερμικός συντελεστής C_t

Ο θερμικός συντελεστής C_t χρησιμοποιείται για να λαμβάνεται υπόψη η μείωση των φορτίων χιονιού σε στέγες με υψηλή θερμική διάδοση ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$). Για κανονικές συνθήκες μόνωσης λαμβάνεται ίσος με 1.

Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_k

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους εξαρτάται από την ζώνη κατάταξης της τοποθεσίας και του αντίστοιχου υψομέτρου, αναφέρεται σε περίοδο επαναφοράς 50 ετών και δίνεται από την σχέση:

$$s_k = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right]$$

όπου:

- $s_{k,0}$ χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη της θάλασσας ($A=0$), σε kN/m^2
- A το υψόμετρο της τοποθεσίας από την στάθμη της θάλασσας, σε m. Μετρίεται με ακρίβεια 100 m και στρογγυλοποιείται στην αμέσως μεγαλύτερη εκατοντάδα.

Πίνακας 5.6 Τιμές χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού επί εδάφους στην στάθμη της θάλασσας συναρτήσει της ζώνης

Ζώνη	$S_{k,0}$ (kN/m ²)
I	0.4
II	0.8
III	1.7
<p>Ζώνη I: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας.</p> <p>Ζώνη II: Υπόλοιπη χώρα.</p> <p>Ζώνη III: Νομοί Μαγνησίας, Φθιώτιδας, Καρδίτσας, Τρικάλων, Λάρισας, Σποράδες και Εύβοια.</p>	

Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_n για περίοδο επαναφοράς “ n ” ετών

Ο υπολογισμός της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού επί του εδάφους s_n για περίοδο επαναφοράς “ n ” ετών γίνεται σύμφωνα με το Παράρτημα Δ του EN 1991-1-3.

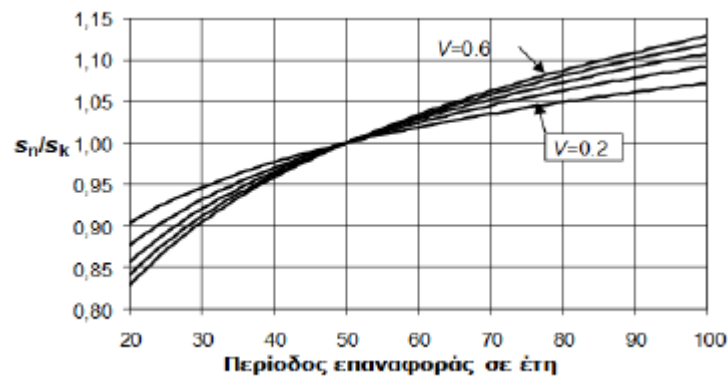
Εφόσον τα μέγιστα ετήσια φορτία χιονιού ακολουθούν την κατανομή Gumbel, τότε το χαρακτηριστικό φορτίο χιονιού στο έδαφος προκύπτει από την σχέση:

$$s_n = s_k \left\{ \frac{1 - V \frac{\sqrt{6}}{\pi} [\ln(-\ln(1 - P_n)) + 0,57722]}{(1 + 2,5923V)} \right\}$$

όπου:

- s_k η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στο έδαφος με περίοδο επαναφοράς 50 έτη
- s_n το φορτίο χιονιού στο έδαφος με περίοδο επαναφοράς n έτη
- P_n η ετήσια πιθανότητα υπερβάσεως (ισοδύναμα προσεγγιστικά με $1/n$, όπου n είναι η αντίστοιχη περίοδος επαναφοράς σε έτη)
- V ο συντελεστής μεταβλητότητας του μέγιστου ετήσιου φορτίου χιονιού στο έδαφος

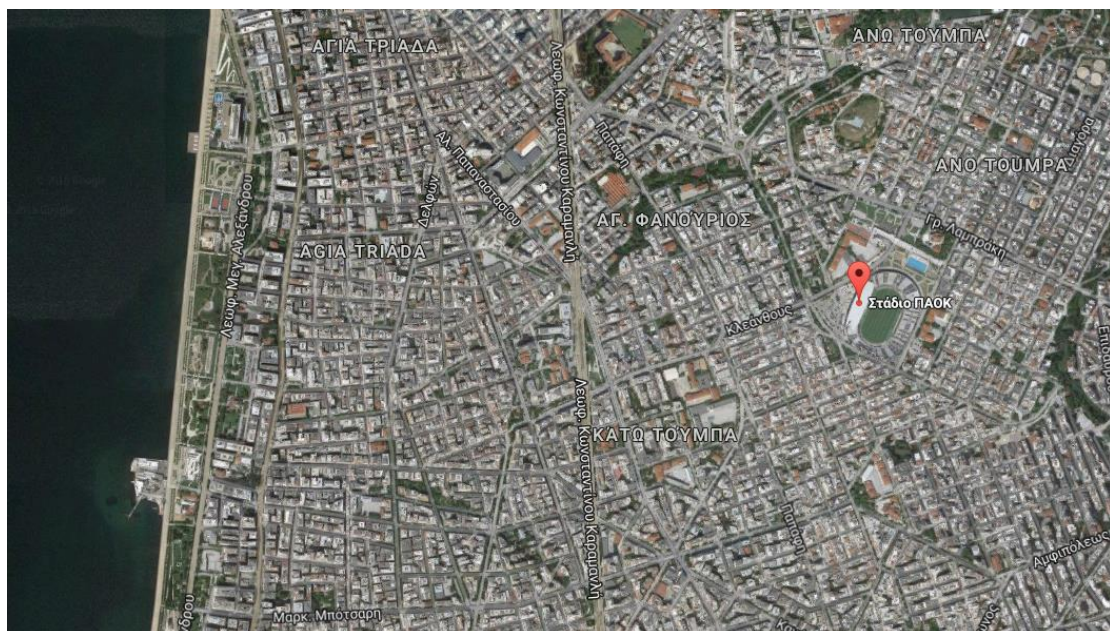
Εναλλακτικά του πάνω υπολογισμού, μπορεί να γίνει χρήση του διαγράμματος:



Σχήμα 5.10 Μεταβολή του φορτίου χιονιού στο έδαφος συναρτήσει της περιόδου επαναφοράς

5.3.3.2 Υπολογισμός φορτίων χιονιού

Η περιοχή κατασκευής του στεγάστρου του σταδίου κατατάσσεται στην Ζώνη II, με χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού στην στάθμη θάλασσας $s_{k,0}=0.8 \text{ kN/m}^2$. Το υψόμετρο του σταδίου, έχοντας ως σημείο αναφοράς της μέτρησης την θάλασσα, είναι ίσο με 54 m, άρα $A=100 \text{ m}$.



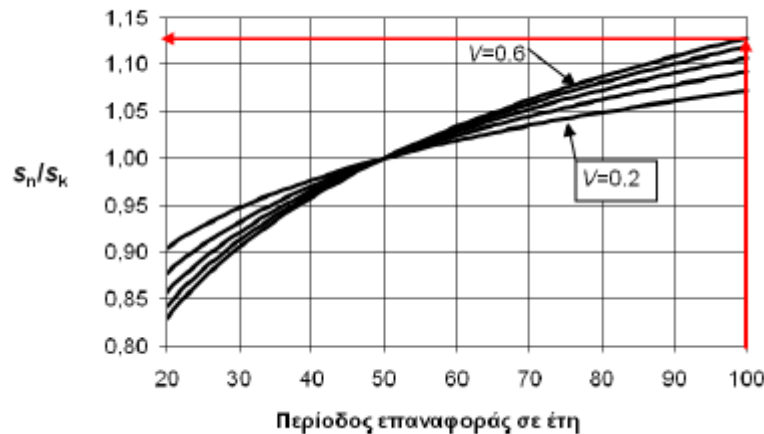
Σχήμα 5.11 Δορυφορική άποψη της περιοχής όπου βρίσκεται το στάδιο της Τούμπας

Η χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού επί του εδάφους $S_{k,A}$, για περίοδο επαναφοράς 50 ετών είναι ίση με:

$$s_k = s_{k,0} \left[1 + \left(\frac{A}{917} \right)^2 \right] = 0.8 \cdot \left[1 + \left(\frac{100}{917} \right)^2 \right] = 0.8 \text{ kN/m}^2$$

Με την χρήση του διαγράμματος, ο λόγος της χαρακτηριστικής τιμής του φορτίου χιονιού s_n , για περίοδο επαναφοράς 100 ετών, ως προς την χαρακτηριστική τιμή του φορτίου χιονιού s_k , για περίοδο επαναφοράς 50 ετών, για τον μέγιστο συντελεστή μεταβλητότητας των φορτίων χιονιού ($V=0.60$) προκύπτει ίσος με:

$$\frac{s_n}{s_k} = 1.125 \Rightarrow s_n = 1.125 \cdot 0.81 = 0.91 \text{ kN/m}^2$$



Για το δικλινές μεταλλικό στέγαστρο κλίσεων $\alpha_1=33^\circ$ και $\alpha_2=16^\circ$, ο συντελεστής σχήματος είναι $\mu_1(\alpha_1)=0.72$ και $\mu_1(\alpha_2)=0.80$.

Λόγω της σχεδόν μηδενικής διαφοράς μεταξύ της εσωτερικής και της εξωτερικής παρειάς, δεν παρουσιάζεται μείωση του φορτίου χιονιού, άρα ο θερμικός συντελεστής C_t λαμβάνεται ίσος με 1.00.

Η περιοχή γύρω από το στάδιο χαρακτηρίζεται, σύμφωνα με τα τοπογραφικά της χαρακτηριστικά, ως κανονική, επομένως ο συντελεστής έκθεσης C_e είναι ίσος με 1.00.

Η τιμή του φορτίου χιονιού σε ένα στέγαστρο, προσδιορίζεται από τις καταστάσεις σχεδιασμού. Ειδικότερα:

Για καταστάσεις διαρκείας ή παροδικές:

- $s_1 = \mu_1 C_e C_t s_d = 0.72 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.91 = 0.66 \text{ kN/m}^2$
- $s_2 = \mu_2 C_e C_t s_d = 0.81 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.91 = 0.74 \text{ kN/m}^2$

Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου τα εξαιρετικά φορτία χιονιού είναι η τυχηματική δράση, δεν απαιτείται υπολογισμός του φορτίου χιονιού. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, εξαιρετικά φορτία χιονιού, θεωρούμενα ως τυχηματική δράση, λαμβάνονται υπόψη αποκλειστικά για περιοχής της Ζώνης III, υψόμετρου μεγαλύτερου από 1000 m.

Για τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού όπου η εξαιρετική μετατόπιση του χιονιού είναι η τυχηματική δράση, δεν χρειάζεται να γίνει υπολογισμός του φορτίου χιονιού, καθώς τέτοιες μετατοπίσεις εμφανίζονται σε περιπτώσεις στεγών πολλών ανοιγμάτων, στεγών σε επαφή ή πολύ κοντά με άλλες κατασκευές ή στεγών όπου παρατηρείται συγκέντρωση χιονιού σε προεξοχές, εμπόδια ή πετάσματα.

5.3.4 Φορτία ανέμου

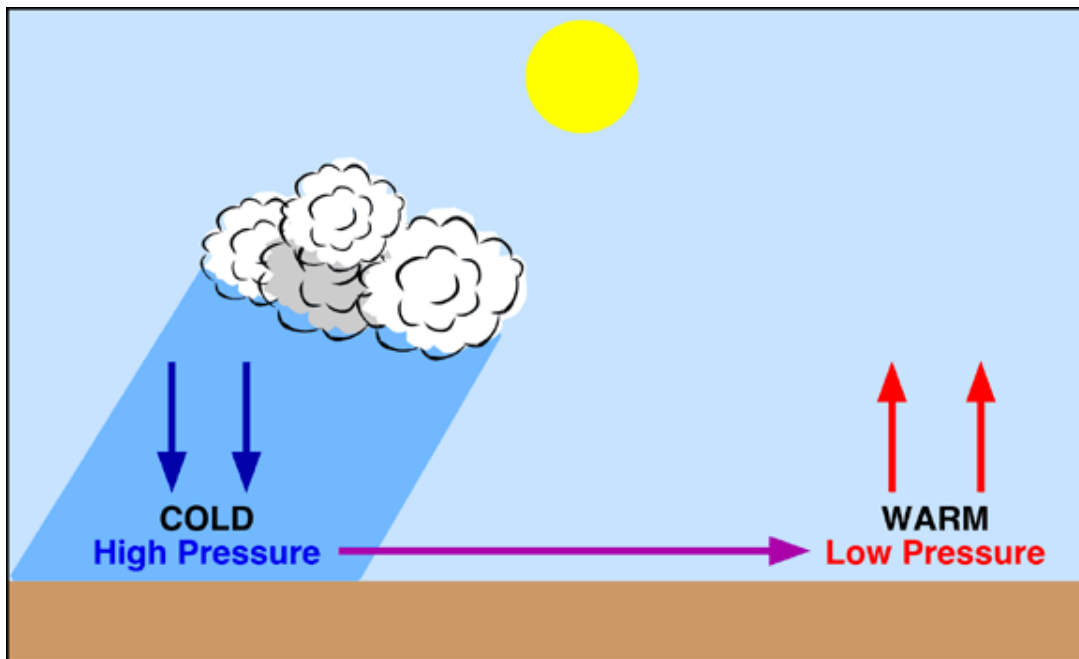
Τα φορτία του ανέμου αποτελούν – μαζί με τα σεισμικά – τα κυρίαρχα φυσικά φορτία επί των κατασκευών. Ο τρόπος και ο βαθμός απόκρισης των κατασκευών έναντι του ανέμου, αποτελούν καθοριστικής σημασίας στον δομοστατικό σχεδιασμό. Με την υλοποίηση ερευνών, πειραμάτων, παρατηρήσεων και με την χρήση της Στατιστικής έχει καταστεί δυνατή η ποσοτική ερμηνεία και της επίδρασης των φορτίων του ανέμου επί των συνήθων κατασκευών. Ο υπολογισμός σε αυτές τις περιπτώσεις πραγματοποιείται με την χρήση των κανονιστικών διατάξεων.



Σχήμα 5.12 Αστοχία σύνδεσης λόγω ανέμου στο στάδιο Win της Αυστραλίας (2011)

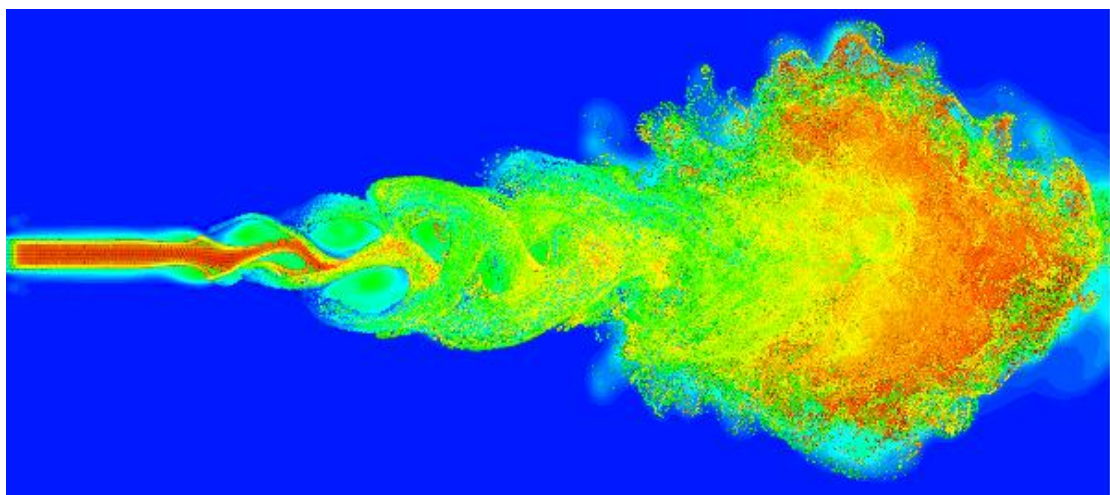
5.3.4.1 Η φύση του ανέμου

Ως άνεμος ορίζεται η κίνηση του αέρα σε σχέση με την Γη, λόγω πολλών και διαφόρων παραγόντων. Κύριος αυτών είναι η διαφορά θερμοκρασίας του αέρα – και κατ' επέκταση βαρομετρικής πίεσης – η οποία οφείλεται στην ανομοιόμορφη απορρόφηση θερμότητας των διαφόρων τμημάτων της επιφάνειας της Γης. Όταν δύο συνεχόμενες περιοχές δεν έχουν όμοια θερμοκρασία, τότε η ατμοσφαιρική πίεση της περισσότερο ψυχρής θα είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη της θερμότερης. Ειδικότερα, όσο πιο θερμή είναι μια αέρια μάζα τόσο πιο αραιή και ελαφριά από τις γειτονικές της γίνεται, τείνοντας έτσι σε μια ανοδική κίνηση. Οι υπόλοιπες, ψυχρότερες μάζες θα κινούνται έτσι ώστε να καλύψουν την θέση της, προκαλώντας μια ροή ανοδικών και καθοδικών κινήσεων. Η παραπάνω κίνηση αποτελείται από δύο συνιστώσες, μια κατακόρυφη, που καλείται ρεύμα, και μια οριζόντια, που καλείται άνεμος και είναι αυτή που μελετάται. Ένας ακόμα παράγοντας αποτελούν οι δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω της περιστροφής της Γης. Επομένως, ο άνεμος αποτελεί ένα πολύ απρόβλεπτο και σύνθετο φαινόμενο ως προς την ανάλυση του.



Σχήμα 5.13 Η δημιουργία του ανέμου

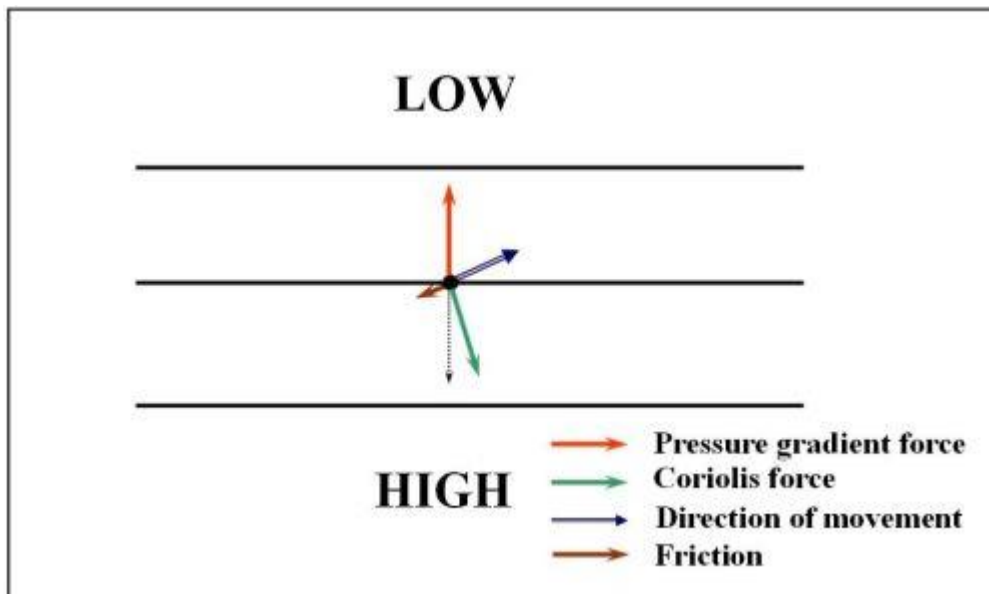
Ο άνεμος παρουσιάζει μια τυρβώδη συμπεριφορά, λόγω του ότι αποτελείται από πλήθος δινών, ποικίλων μεγεθών και χαρακτηριστικών. Τυρβώδης χαρακτηρίζεται η ροή ενός ρευστού στην οποία παρατηρείται ακανόνιστη κίνηση των σωματιδίων, ανάμιξη των γειτονικών στρώσεων του και όπου οι δυνάμεις αδράνειας υπερσχύουν αυτών του ιξώδους. Ιδιαίτερο γνώρισμα της αποτελεί η μεταβολή των χαρακτηριστικών της, δηλαδή της ταχύτητας, της πίεσης και της θερμοκρασίας, τόσο χρονικά όσο και χωρικά. Τέλος, τυρβώδης ροή εμφανίζεται για αριθμό *Reynolds* $Re > 4000$.



Σχήμα 5.14 Στιγμιότυπο τυρβώδους ροής

Η στροβιλότητα των ισχυρών ανέμων αυξάνεται στα χαμηλά επίπεδα της ατμόσφαιρας λόγω της αλληλεπίδρασης με το ανάγλυφο και τα στοιχεία του. Σε μεγάλα ύψη όπου οι δυνάμεις λόγω τριβής είναι αμελητέες, ασκούνται μόνο οι πιέσεις και η δύναμη *Coriolis*. Οι πιέσεις – όπως αναφέρθηκε και παραπάνω – είναι θερμοδυναμικά αποτελέσματα λόγω

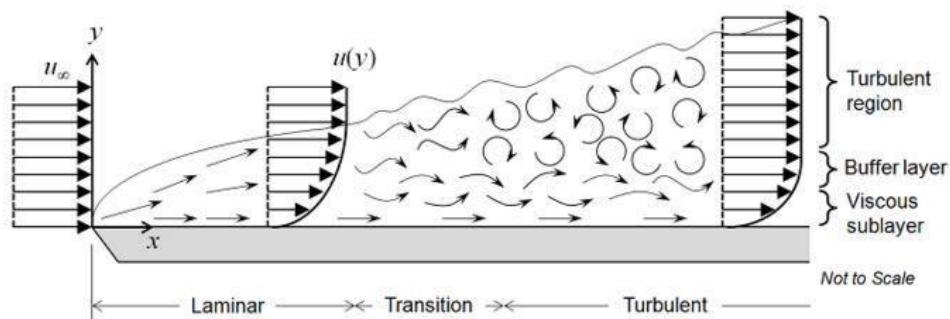
ανομοιόμορφης θέρμανσης της Γης. Η δύναμη *Coriolis* οφείλεται στην περιστροφή της Γης. Δρα στα δεξιά της κατεύθυνσης της κίνησης στο βόρειο ημισφαίριο και στα αριστερά στην περίπτωση του νοτίου ημισφαιρίου. Στον Ισημερινό η δύναμη *Coriolis* είναι μηδέν.



Σχήμα 5.15 Δυνάμεις επί του ανέμου

Κοντά στην επιφάνεια, η ταχύτητα του ανέμου επηρεάζεται αρνητικά από την τραχύτητα του εδάφους. Το στρώμα που ξεκινάει από το σημείο όπου η ταχύτητα του ανέμου είναι μηδέν και εκτείνεται μέχρι το σημείο στο οποίο αυτή σταθεροποιείται, ονομάζεται ατμοσφαιρικό οριακό στρώμα. Το βάθος του ατμοσφαιρικού οριακού στρώματος αυξάνεται με αύξηση της τραχύτητας της επιφάνειας.

Ακόμα, η καθ' ύψος κατανομή του ανέμου εξαρτάται από το ανάγλυφο του εδάφους. Ένα ανώμαλο έδαφος όπως είναι τα βουνά, οι λόφοι, ορεινές εξάρσεις κ.α. , δημιουργεί πύκνωση των ρευματογραμμών και επομένως επιτάχυνση του ανέμου. Η τελευταία μεγιστοποιείται όταν η διεύθυνση του ανέμου είναι κάθετη στην ανωμαλία του ανάγλυφου.



Σχήμα 5.16 Η διαδικασία ανάπτυξης στροβιλισμού

5.3.4.2 Η αλληλεπίδραση του ανέμου με τις κατασκευές

Η αλληλεπίδραση ανέμου-κατασκευών δημιουργεί ποικίλες καταστάσεις ροής. Η ταχύτητα του ανέμου αναπαρίσταται με ένα διάνυσμα, το οποίο λόγω της τυρβώδους φύσεως του μεταβάλλεται στον χρόνο. Ειδικότερα, για το διάνυσμα της ταχύτητας ισχύει:

$$V(z, t) = \bar{V}(z) + v(z, t)$$

όπου:

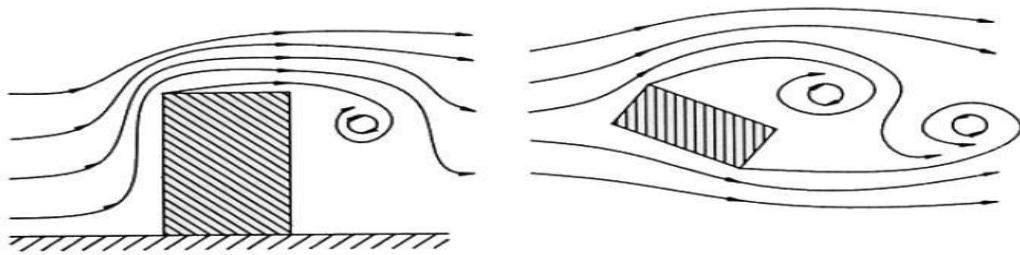
$\bar{V}(z)$

στατική συνιστώσα του ανέμου

$v(z, t)$

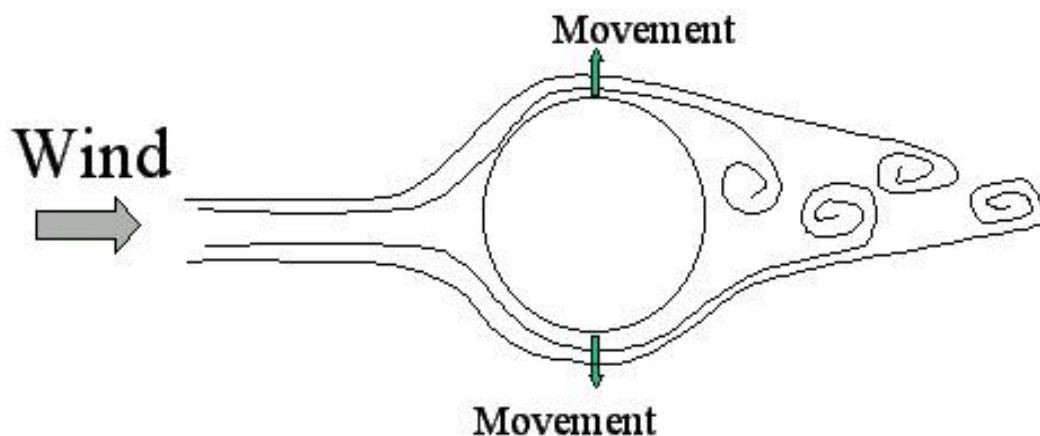
δυναμική ή τυρβώδης συνιστώσα του ανέμου

Η δυναμική φόρτιση της κατασκευής εξαρτάται από το μέγεθος των δινών που ασκούνται επί αυτής. Οι δίνες μεγέθους συγκρίσιμου με αυτό της κατασκευής, είναι ευμενέστερες, αφού επιφέρουν συγγενείς πιέσεις σε αυτή, «αγκαλιάζοντας» την. Από την άλλη, οι μικρές δίνες δημιουργούν πιέσεις σε διάφορα μέρη της κατασκευής, ασυσχέτιστα μεταξύ τους ενώ είναι ικανές να προκαλέσουν δονήσεις παραπλήσιες στην ιδιοσυχνότητα της κατασκευής, με αποτέλεσμα την δημιουργία επαυξητικού δυναμικού φορτίου, ιδιαίτερα επικίνδυνου για εύκαμπτες κατασκευές.



Σχήμα 5.17 Δίνες γύρω από μια ορθογωνική κατασκευή

Λεπτομερέστερα, όταν ο άνεμος προσεγγίζει ένα κτήριο, προκαλούνται μεγάλες διακυμάνσεις της ανεμοπίεσης στην επιφάνεια του, επιβάλλοντας αεροδυναμικά φορτία στο σύστημα. Ο συνδυασμός καμπτικής και στρεπτικής καταπόνησης από αυτά, δύναται να επιφέρει φαινόμενα αστάθειας καθώς και υψηλού μεγέθους ταλαντώσεις. Αν η φυσική ιδιοσυχνότητα της κατασκευής ταυτιστεί με την συχνότητα των δινών, τότε παρουσιάζονται πολύ αυξημένες μετατοπίσεις, ενώ παράλληλα, η ασύμμετρη κατανομή της πίεσης γύρω από την διατομή, προκαλεί μια πρόσθετη εγκάρσια δύναμη, καθώς οι δίνες διασκορπίζονται. Το φαινόμενο αυτό, που μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία, ονομάζεται αποβολή στροβιλότητας (*vortex shedding*). Οι ταλαντώσεις, παίζουν σημαντικό ρόλο στον σχεδιασμό σε κατάσταση λειτουργικότητας, λόγω της αντίδρασης των ανθρώπων, ιδιαίτερα σε κτήρια μεγάλους ύψους.



Σχήμα 5.18 Το φαινόμενο διασκορπισμού των δινών (vortex shedding)

5.3.4.3 Υπολογισμός φορτίων ανέμου σε στέγαστρα

Οι πιέσεις λόγω ανέμου που ασκούνται σε μια κατασκευή, εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του ανέμου, την γεωμετρία της κατασκευής, την τραχύτητα και την τοπογραφική διαμόρφωση της περιοχής. Λόγω του φαινομένου vortex shedding και του τυρβώδους χαρακτήρα της ροής, καθώς επίσης και της ανομοιομορφίας ως προς την φόρτιση και την ένταση, προκύπτουν πολλές αβεβαιότητες ως προς τον σχεδιασμό, αφού το μέγιστο φορτίο που ασκείται πραγματικά σε μια κατασκευή, μπορεί σε μεγάλο βαθμό να διαφέρει από αυτό που προβλέπεται από τις κανονιστικές διατάξεις κάθε χώρας. Πιο συγκεκριμένα, σε περιπτώσεις ιδιαίτερης και περίπλοκης γεωμετρίας της κατασκευής, καθώς και σε υψηλά κτήρια, οι κανονισμοί οδηγούν σε συντηρητικές ή ακόμα και μη ρεαλιστικές προσεγγίσεις.

Τα στέγαστρα των σταδίων έχουν ακανόνιστη γεωμετρία και συνήθως μεγάλη επιφάνεια ανοιγμάτων, με αποτέλεσμα η χρήση των κανονισμών να μην είναι δυνατή για μια ρεαλιστική προσέγγιση της φόρτισης. Επιπρόσθετα, το μικρό βάρος του στεγάστρου συγκριτικά με την επιφάνεια προσβολής, καθιστά το φορτίο του ανέμου κρίσιμο κατά τον σχεδιασμό τους. Σε περιπτώσεις μάλιστα, ιδιαίτερων και αεροδυναμικών σχημάτων, επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό η ροή και η ταχύτητα του ανέμου, με τα αποτελέσματα αυτά να μεταφέρονται και στις γειτονικές κατασκευές. Στην συνέχεια, παρουσιάζονται εναλλακτικοί τρόποι υπολογισμού των φορτίων των ανεμοπιέσεων για μια πιο ρεαλιστική προσέγγιση των ανεμοπιέσεων.

Δοκιμή αεροδυναμικής σήραγγας

Η προσομοίωση της απόκρισης της εκάστοτε υπό μελέτης κατασκευής έναντι ανέμου, πραγματοποιείται με τη χρήση μοντέλων σε αεροδυναμική σήραγγα. Με αυτό τον τρόπο, υπολογίζονται με ακρίβεια οι ασκούμενες πιέσεις στις επιφάνειες εύκαμπτων και ασυνήθιστων γεωμετρικά κατασκευών. Συνήθως οδηγεί σε οικονομικότερο σχεδιασμό, αφού οι πραγματικές πιέσεις προκύπτουν μικρότερου μεγέθους από αυτές που προορίζονται από τον κανονισμό. Για αποτελέσματα που αντιπροσωπεύουν επιτυχώς τις πραγματικές συνθήκες, απαιτείται σωστή προσομοίωση τόσο των ανεμολογικών συνθηκών της περιοχής, όσο και της κατασκευής και των περιβαλλόντων κτηρίων. Επιπλέον, θα τα τοιχώματα οι αποστάσεις του μοντέλου από τα τοιχώματα της σήραγγας θα πρέπει να είναι τέτοιες ώστε να μην επιφέρουν μεταβολή της ταχύτητας του ανέμου.



Σχήμα 5.19 Αποψη από το εσωτερικό αεροδυναμικής σήραγγας για την δοκιμή στεγάστρου

Ως προς την διαδικασία εκτέλεσης της δοκιμής, το μοντέλο τοποθετείται αρχικώς σε μια περιστρεφόμενη πλατφόρμα στο εσωτερικό της ανεμοσήραγγας. Ξεκινάει τότε η ροή ανέμου με τα επιθυμητά χαρακτηριστικά από τον ανεμιστήρα, η οποία αφού διασχίσει ένα κατάλληλα διαμορφωμένο για τον σχηματισμό τυρβώδους ροής έδαφος, προσκρούει στο μοντέλο. Ειδικοί αισθητήρες που έχουν τοποθετηθεί σε συγκεκριμένα σημεία του μοντέλου, όπως επίσης και κάμερες υψηλής ταχύτητας και ανάλυσης καταγράφουν τις αναπτυσσόμενες πιέσεις, τις μετατοπίσεις και τις ταχύτητες του ανέμου σε διάφορες περιοχές. Όταν μια δοκιμή ολοκληρωθεί, ακολουθεί περιστροφή της πλατφόρμας υπό την επόμενη επιθυμητή γωνία και ξεκινάει η επόμενη. Υλοποιούνται τόσες δοκιμές όσες και οι υπό εξέταση κατευθύνσεις του ανέμου και στο τέλος, υπολογίζονται αναλογικά οι φορτίσεις που θα ληφθούν υπόψη κατά την μελέτη.

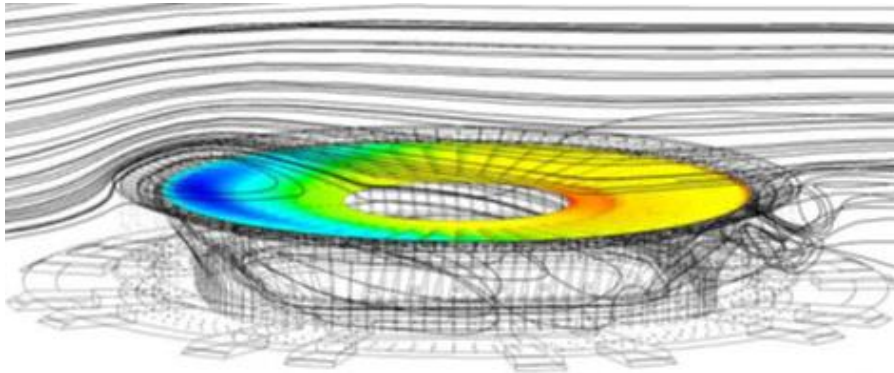
Συνολικά, οι μετρήσεις σε αεροδυναμική σήραγγα, παρέχουν τους μελετητές με αξιόπιστα αποτελέσματα, για πολλούς και διαφορετικούς συνδυασμούς ταχυτήτων και διευθύνσεων ανέμου και αποτελούν πολύτιμο εργαλείο κατά τον σχεδιασμό. Από την άλλη, απαιτούν εξειδικευμένο εξοπλισμό και προσωπικό, ακριβή προσομοίωση των του ανέμου, της κατασκευής και του περιβάλλοντα χώρου, είναι χρονοβόρες και υψηλού κόστους.

Μέθοδος της υπολογιστικής Ρευστομηχανικής

Η μέθοδος της υπολογιστικής Ρευστομηχανικής (*CFD – Computational Fluid Dynamics*) επιλύει προβλήματα που περιλαμβάνουν ροές ρευστών, μέσω αριθμητικών μεθόδων και μοντέλων προσομοίωσης της συμπεριφοράς του ανέμου. Με την χρήση ηλεκτρονικών υπολογιστών, είναι δυνατή η ανάλυση και επομένως η εξαγωγή

συμπερασμάτων σχετικά με την επίδραση διάφορων παραμέτρων, όπως τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά, οι ιδιότητες του ρευστού, οι οριακές συνθήκες κ.α. στα χαρακτηριστικά της ροής.

Όσον αφορά πεδίο εφαρμογής του δομοστατικού σχεδιασμού, η μέθοδος *CFD* παρέχει λύσεις στις περιπτώσεις τις οποίες οι κανονιστικές διατάξεις δεν μπορούν με τις απλοποιημένες μεθόδους που προτείνουν να καλύψουν. Ειδικότερα, γίνεται πλήρης προσομοίωση της δοκιμής σε αεροδυναμική σήραγγα μέσω του εκάστοτε λογισμικού. Τα αποτελέσματα που προκύπτουν παρουσιάζουν μικρές διαφορές σε σύγκριση με τα αντίστοιχα της πραγματικής δοκιμής. Το χρονικό και οικονομικό κόστος είναι αρκετά μικρότερο. Ως αποτέλεσμα στην μελέτη όλο και περισσότερων έργων ιδιαίτερης γεωμετρίας, ο υπολογισμός των ανεμοπιέσεων υλοποιείται – τουλάχιστον στα αρχικά στάδια – με την μέθοδο της υπολογιστικής Ρευστομηχανικής.



Σχήμα 5.20 Ανάλυση ανεμοπιέσεων στεγάστρου με λογισμικό CFD

5.3.4.4 Χαρακτηριστικά του ανέμου

Όσον αφορά τα χαρακτηριστικά του ανέμου, λήφθηκαν σύμφωνα με τον EN 1991-1-4.

Βασική ταχύτητα ανέμου v_b

Η βασική ταχύτητα ανέμου, που ορίζεται ως συνάρτηση της διεύθυνσης του και της εποχής του έτους, στα 10 m πάνω από έδαφος κατηγορίας II και είναι ίση με:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$$

όπου:

c_{dir} ο συντελεστής διεύθυνσης (προτεινόμενη τιμή 1.00)

c_{season} ο συντελεστής εποχής (προτεινόμενη τιμή 1.00)

$v_{b,0}$ η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου, ίση με την χαρακτηριστική μέση ταχύτητα του ανέμου 10 min, ανεξάρτητα από τη διεύθυνση του και την εποχή του έτους, στα 10 m πάνω από το έδαφος, σε ανοικτή περιοχή με χαμηλή βλάστηση, όπως γρασίδι και με μεμονωμένα εμπόδια ανά αποστάσεις μεταξύ τους τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων (έδαφος κατηγορίας II). Η θεμελιώδης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου σύμφωνα με το αντίστοιχο εθνικό προσάρτημα ορίζεται σε 33 m/s για τα νησιά και παράλια μέχρι 10 km από την ακτή και σε 27 m/s για την υπόλοιπη χώρα.

Μέση ταχύτητα ανέμου $v_m(z)$

Η μέση ταχύτητα του ανέμου $v_m(z)$, σε ύψος πάνω από το έδαφος δίνεται από την σχέση:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$$

όπου:

$c_0(z)$ ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης (προτεινόμενη τιμή 1.00)
 $c_r(z)$ ο συντελεστής τραχύτητας. Υπολογίζεται σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$c_r(z) = \begin{cases} k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & z_{min} \leq z \leq z_{max} \\ c_r \cdot (z_{min}) & z \leq z_{min} \end{cases}$$

όπου:

z_0 το μήκος τραχύτητας, που δίνεται από τον Πίνακα 5.7
 z_{min} το ελάχιστο ύψος που ορίζεται από τον Πίνακα 5.7
 z_{max} λαμβάνεται ίσο με 200 m
 k_r ο συντελεστής εδάφους. Εξαρτάται από το μήκος τραχύτητας z_0 και προκύπτει από την σχέση:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$$

όπου:

$z_{0,II}$ είναι ίσο με 0.05 m (Πίνακας 5.7, κατηγορία εδάφους II)

Πίνακας 5.7 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι

Κατηγορία εδάφους	z_0 (m)	z_{min} (m)
0 Θάλασσα ή παράκτια περιοχή εκτεθειμένη σε ανοικτή θάλασσα	0.003	1
I Λίμνες ή επίπεδες και οριζόντιες περιοχές με αμελητέα βλάστηση και χωρίς εμπόδια	0.01	1
II Περιοχή με χαμηλή βλάστηση όπως γρασίδι και μεμονωμένα εμπόδια (δέντρα, κτίρια) με απόσταση τουλάχιστον 20 φορές το ύψος των εμποδίων	0.05	2
III Περιοχή με κανονική κάλυψη βλάστησης ή με κτίρια ή με μεμονωμένα εμπόδια με μέγιστη απόσταση το πολύ 20 φορές το ύψος των εμποδίων (όπως χωριά, προάστια, μόνιμα δάση)	0.3	5
IV Περιοχή όπου τουλάχιστον το 15% της επιφάνειας καλύπτεται με κτίρια και το μέσο ύψος τους ξεπερνά τα 15 m	1.0	10

Ένταση στροβιλισμού ανέμου $I_v(z)$

Η ένταση στροβιλισμού του ανέμου $I_v(z)$ σε ύψος z δίνεται από την σχέση:

$$I_v(z) = \begin{cases} \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & z_{min} \leq z \leq z_{maz} \\ I_v \cdot (z_{min}) & z \leq z_{min} \end{cases}$$

όπου:

k_I ο συντελεστής στροβιλισμού (προτεινόμενη τιμή 1.00)
 c_0 ο συντελεστής τοπογραφικής διαμόρφωσης του εδάφους
 z_0 το μήκος τραχύτητας

Πίεση ταχύτητας αιχμής $q_p(z)$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος z , προσδιορίζεται από την σχέση:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b$$

όπου:

ρ η πυκνότητα του αέρα, εξαρτώμενη από το υψόμετρο, τη θερμοκρασία και την βαρομετρική πίεση που αναμένονται σε μια περιοχή κατά την διάρκεια της ανεμοθύελλας (1.25 kg/m^3)
 $I_v(z)$ η ένταση του στροβιλισμού σε ύψος z
 $C_e(z)$ ο συντελεστής έκθεσης και δίνεται από την σχέση:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

όπου:

q_b η βασική πίεση και δίνεται από την σχέση:

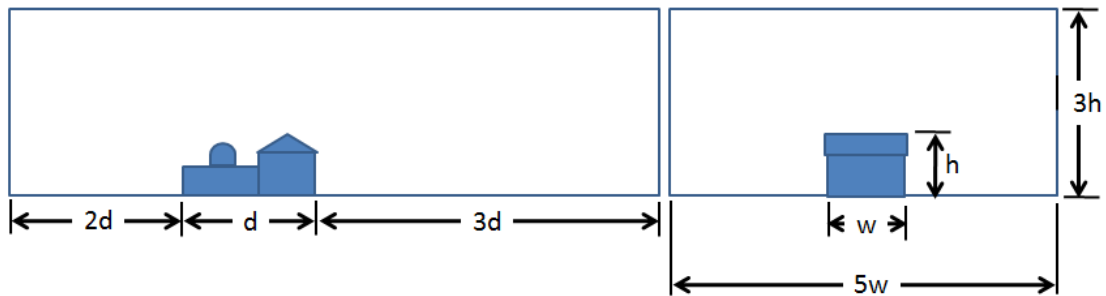
$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

5.3.4.5 Διαδικασία υπολογισμού φορτίων ανέμου

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, οι κατασκευές που είναι ευαίσθητες στον άνεμο, πρέπει να αντιμετωπίζονται με έναν πιο σύνθετο τρόπο. Τέτοιες αποτελούν τα υψηλά κτίρια, εύκαμπτες γέφυρες, ιστοί, πύργοι και στέγαστρα σταδίων μεγάλου μήκους. Στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής κάτι τέτοιο δεν αποτελεί εφικτό, επομένως θα ακολουθηθεί διαφορετική προσέγγιση.

Ειδικότερα, πραγματοποιήθηκε προσομοίωση σε πρόγραμμα ανάλυσης της ροής του ανέμου, το *Flow Design* της *Autodesk*, που αποτελεί μια πιο απλή και άμεση ανάλυση σε σχέση με το αντίστοιχο *CFD* και δίνει όμοια αποτελέσματα στις εφαρμογές του πολιτικού

μηχανικού. Μεταβλητές προσομοίωσης ορίζονται η ταχύτητα του ανέμου, οι διαστάσεις του τούνελ και η λεπτομέρεια της ανάλυσης. Όσον αφορά τις διαστάσεις του τούνελ, λήφθηκαν ως εξής:



Σχήμα 5.21 Διαστάσεις τούνελ κατά την προσομοίωση

Για να εξακριβωθεί πόσο κοντά στον ρεαλιστικό σχεδιασμό βρίσκονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις περιπτώσεων, λυμένων σύμφωνα με τον EN 1991-1-4 και αντίστοιχη σύγκριση των αποτελεσμάτων. Παρατηρήθηκε μεγάλη ομοιότητα στην κατανομή των πιέσεων, αλλά διαφορά όσον αφορά το μέγεθος τους. Η διαφορά αυτή οφείλεται στην αδυναμία ανάπτυξης τυρβώδους ροής μέσω του λογισμικού. Για την αντιμετώπιση αυτού του προβλήματος, λήφθηκε ισοδύναμη ταχύτητα αιχμής, σταθερή κατά ύψος, που περιλαμβάνει την επιρροή του στροβιλισμού. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης για τα παραδείγματα επιβεβαιώθηκαν με αυτά που προτείνει ο κανονισμός. Ομοίως ακολουθήθηκε και στην περίπτωση του στεγάστρου, με την μελέτη ανέμου 0° και 90° . Η ταχύτητα που χρησιμοποιήθηκε προκύπτει από την σχέση:

$$v(z) = \sqrt{\frac{2 \cdot p(z)}{\rho}}$$

5.3.4.6 Υπολογισμός φορτίων ανέμου

Η περιοχή για την οποία μελετάται η κατασκευή, βρίσκεται σε απόσταση μικρότερη των 10 km από την παράλια ακτή, επομένως η θεμελίωσης τιμή της βασικής ταχύτητας του ανέμου είναι $v_{b,0}=33$ m/s. Για την βασική ταχύτητα του ανέμου ισχύει:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 33 = 33 \text{ m/s}$$

Για έδαφος κατηγορίας IV, με $z_0=1.0$ m και $z_{min}=10$ m, ο συντελεστής εδάφους είναι:

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07} = 0.19 \cdot \left(\frac{1}{0.05}\right)^{0.07} = 0.234$$

Για $z_{min} \leq 30 \leq z_{max}$, ο συντελεστής τραχύτητας είναι:

$$c_r(30) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.234 \cdot \ln\left(\frac{30}{1}\right) = 0.797$$

Επομένως, η μέση ταχύτητα του ανέμου v_m , σε ύψος 30 m πάνω από το έδαφος δίνεται από την σχέση:

$$v_m(30) = c_r(30) \cdot c_0(30) \cdot v_b = 0.797 \cdot 1.00 \cdot 33 = 26.3 \text{ m/s}$$

Η ένταση στροβιλισμού του ανέμου I_v σε ύψος 30 m για $z_{\min} \leq 30 \leq z_{\max}$, δίνεται από την σχέση:

$$I_v(30) = \frac{k_I}{c_0(30) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{c_0(30) \cdot \ln\left(\frac{30}{1}\right)} = 0.294$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος 30 m, προσδιορίζεται από την σχέση:

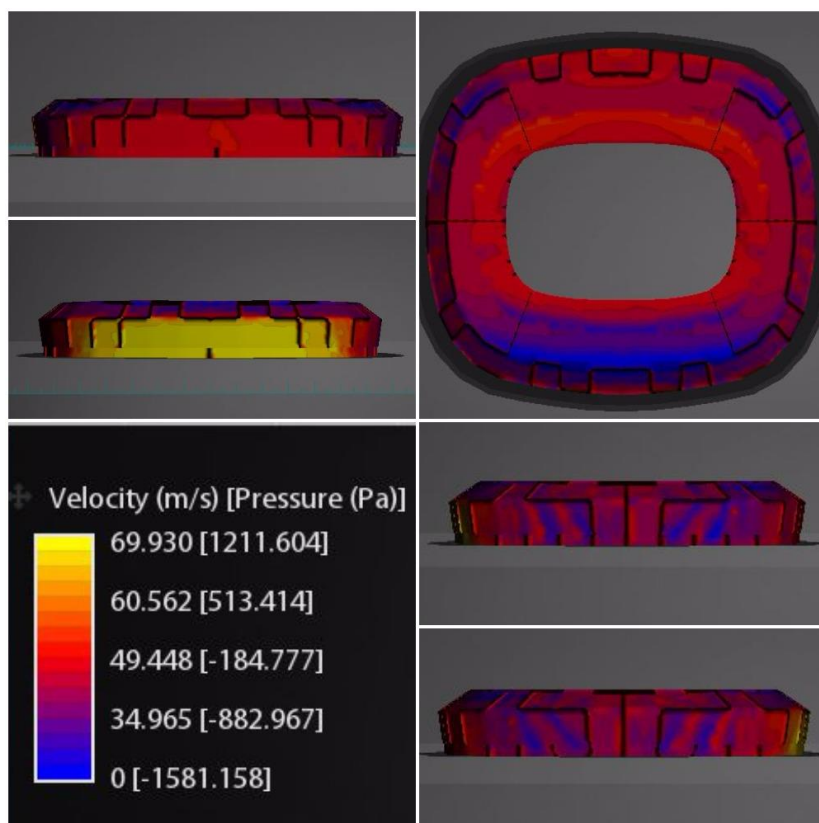
$$\begin{aligned} q_{p(30)} &= [1 + 7 \cdot I_v(30)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(30) = [1 + 7 \cdot 0.294] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0.00125 \cdot 26.3^2 \\ &= 1.32 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Τέλος, η ταχύτητα που χρησιμοποιήθηκε ώστε να ληφθεί υπόψη η επιρροή της στροβιλότητας είναι:

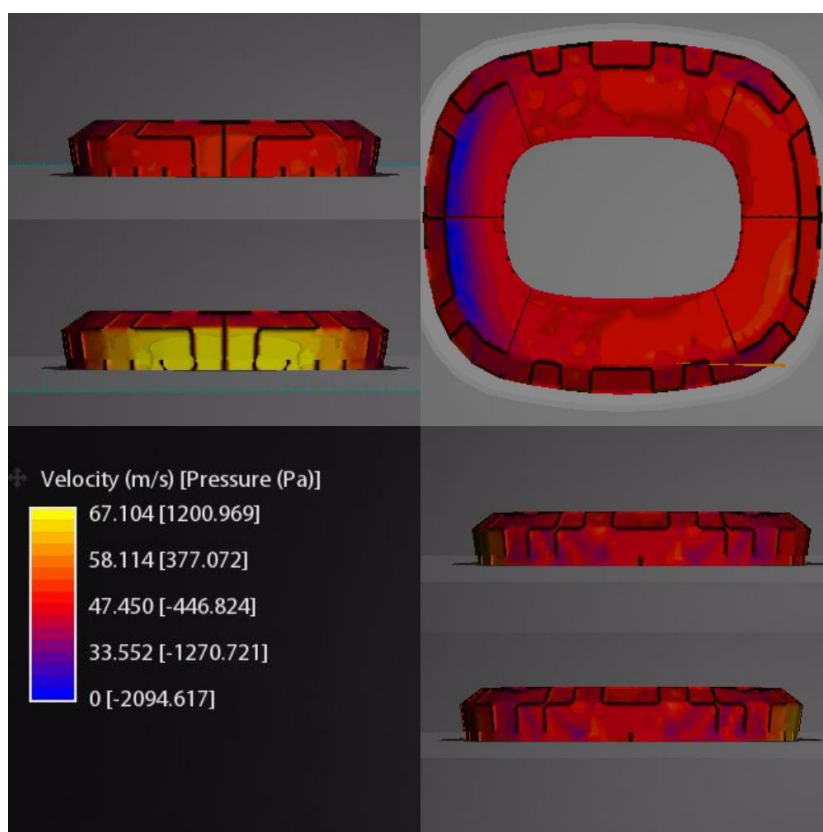
$$v(30) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_{p(30)}}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.32}{0.00125}} = 45.96 \text{ m/s}$$

Ακολουθούν τα αποτελέσματα των πιέσεων του ανέμου, όπως αυτά προέκυψαν από το λογισμικό, για δυο κατευθύνσεις ανέμου $\theta=0^\circ$ και $\theta=90^\circ$.

Στο Παράρτημα Β περιγράφεται αναλυτικά η διαδικασία προσομοίωσης του μοντέλου του στεγάστρου στο λογισμικό Flow Design.



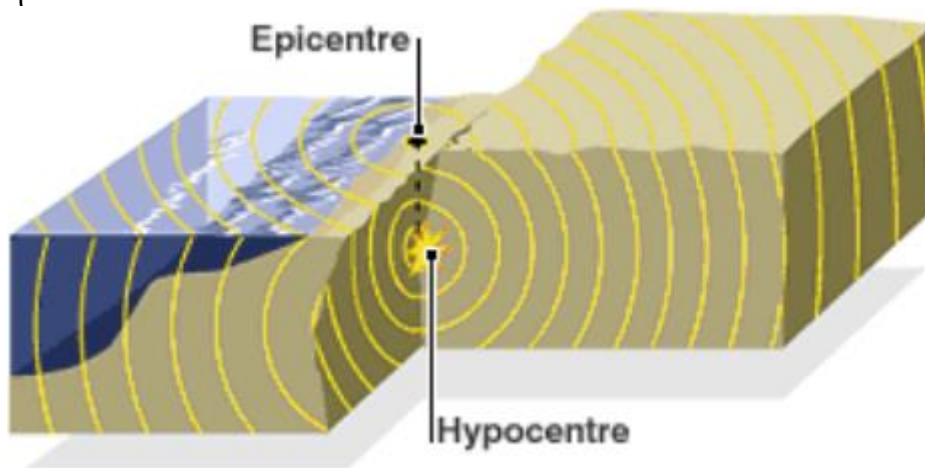
Σχήμα 5.22 Αποτελέσματα πιέσεων για τον Άνεμο Ι ($\theta=0^\circ$)



Σχήμα 5.23 Αποτελέσματα πιέσεων για τον Άνεμο ΙΙ ($\theta=0^\circ$)

5.4 Σεισμικές δράσεις

Η εδαφική δόνηση που δημιουργείται κατά την παροδική διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των γήινων πετρωμάτων σε ένα συγκεκριμένο σημείο στο εσωτερικό της Γης – το υπόκεντρο – από φυσικά αίτια, ονομάζεται σεισμός. Πιο συγκεκριμένα, η σχετική ολίσθηση μεταξύ των πλευρών του σεισμογόνου ρήγματος αποτελεί την παροδική διατάραξη. Οι εδαφικές δονήσεις είναι τα σεισμικά κύματα που παράγονται στην περιοχή, μεταφέρουν την ενέργεια του σεισμού, διαδίδονται στο εσωτερικό της Γης και φθάνοντας στην επιφάνεια γίνονται αισθητά, προκαλώντας ταλαντώσεις στις κατασκευές. Το επίκεντρο είναι σημείο της επιφάνειας και αποτελεί την προβολή του υποκέντρου σε αυτήν.



Σχήμα 5.24 Αναπαράσταση σεισμικής δόνησης

Κατά την διάρκεια του σεισμού εμφανίζονται στο έδαφος οριζόντιες και κατακόρυφες επιταχύνσεις, που έχουν ως αποτέλεσμα την δημιουργία αδρανειακών δυνάμεων επί των κατασκευών. Οι οριζόντιες θεωρούνται ως οι πλέον κρίσιμες, χωρίς αυτό να αναιρεί την επικινδυνότητα των κατακόρυφων υπό ορισμένες συνθήκες. Η κατασκευή ταλαντώνεται με εναλλασσόμενο πρόσημο γύρω από την αρχική θέση ισορροπίας. Επομένως, ο σεισμός δεν επιβάλλει δυνάμεις στην κατασκευή, αλλά μετακινήσεις. Οι αναπτυσσόμενες δυνάμεις είναι εσωτερικές αντιδράσεις στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται λόγω των εξωτερικά επιβαλλόμενων παραμορφώσεων. Λεπτομερέστερα, κατά την διάρκεια της ταλάντωσης, η ενέργεια που δέχεται το ταλαντευόμενο σύστημα εναλλάσσεται διαδοχικά από κινητική σε δυναμική και αποθηκεύεται προσωρινώς, υπό την μορφή παραμορφώσεων, στα μέλη της κατασκευής, αναπτύσσοντας εντατικά μεγέθη.

Σε περίπτωση ελαστικής αποκρίσεως της κατασκευής, η απορρόφηση της ενέργειας υλοποιείται μέσω μηχανισμών ιξώδους αποσβέσεως που βρίσκονται στο σύστημα. Η εισαγωγή μελών της κατασκευής στην ανελαστική περιοχή, προκαλεί ανάπτυξη πρόσθετων μηχανισμών απόσβεσης, οι οποίοι παρουσιάζουν υστερητικούς κύκλους και είναι γνωστοί ως υστερητική απόσβεση. Η υστερητική απόσβεση είναι πολύ μεγαλύτερη της ιξώδους και εξαρτάται από το μέγεθος των βλαβών στο σύστημα.



Σχήμα 5.25 Κατάρρευση του στεγάστρου του σταδίου Anaheim στο Los Angeles, λόγω του σεισμού Northridge (1994)

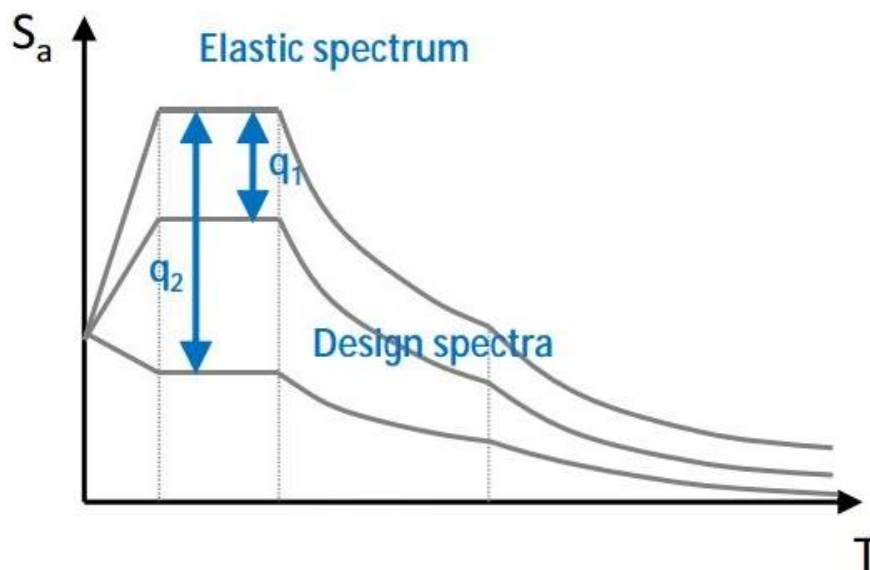
5.4.1 Κανονισμός υπολογισμού σεισμικών δράσεων

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους, θεωρούνται στατικά αναμενόμενες κατά την διάρκεια ζωής του έργου και αντιπροσωπεύονται από ένα ελαστικό φάσμα σχεδιασμού, το ελαστικό φάσμα απόκρισης. Ο EN 1998 προβλέπει δυο τύπους ελαστικών φασμάτων αποκρίσεως: τύπου 1 και τύπου 2. Τα φάσματα τύπου 1 εφαρμόζονται σε περιοχές στις οποίες οι σεισμοί που συμβάλλουν περισσότερο στη σεισμική επικινδυνότητα έχουν μέγεθος $M_s > 5.5R$. Τα φάσματα τύπου 2 βρίσκουν εφαρμογή σε περιοχές στις οποίες οι αντίστοιχοι σεισμοί έχουν μέγεθος $M_s \geq 5.5R$. Στην Ελλάδα γίνεται χρήση του τύπου 1.

Οι σεισμικές κινήσεις του εδάφους αναλύονται σε δύο οριζόντιες, κάθετες μεταξύ τους συνιστώσες x και y και μια κατακόρυφη κατά z . Όλες οι συνιστώσες θεωρούνται στατικώς ανεξάρτητες μεταξύ τους. Οι οριζόντιες συνιστώσες εκφράζονται από το ίδιο ελαστικό φάσμα απόκρισης, ενώ η κατακόρυφη από διαφορετικό. Ως σεισμικές δράσεις σχεδιασμού λοιπόν, θεωρούνται οι ταλαντώσεις επί της κατασκευής, γνωστές επίσης ως σεισμικές διεγέρσεις ή σεισμικές δονήσεις. Κατατάσσονται στις τυχηματικές δράσεις και δεν συνδυάζονται με άλλες τυχηματικές, ούτε με τις δράσεις λόγω ανέμου.

Στη πράξη, η ικανότητα των φορέων να παρουσιάζουν αντοχή σε σεισμικές δράσεις στην μη-γραμμική περιοχή, επιτρέπει γενικά τον σχεδιασμό τους για ανάληψη σεισμικών δράσεων μικρότερων από εκείνων που αναλογούν σε γραμμική ελαστική απόκριση. Για την αποφυγή πλήρους ανελαστικής ανάλυσης κατά την μελέτη, η ικανότητα του φορέα για απόδοση ενέργειας μέσω της πλάστιμης συμπεριφοράς των στοιχείων ή διαφόρων μηχανισμών του, λαμβάνεται υπόψη με την εκτέλεση ελαστικής ανάλυσης για μειωμένο σε σχέση με το ανελαστικό φάσμα αποκρίσεως. Κατά αυτό τον τρόπο συνυπολογίζεται έμμεσα η υστερητική απορρόφηση ενέργειας των στοιχείων που υφίστανται διαρροή στην συνολική απόκριση του φορέα έναντι σεισμού. Το φάσμα αυτό αποτελεί το φάσμα σχεδιασμού της κατασκευής έναντι σεισμικών δράσεων, ενώ η μείωση γίνεται μέσω του

συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής αυτός, εκφράζει την δυνατότητα της κατασκευής να παραμορφώνεται ανελαστικά, δίχως να παρουσιάζει σημαντική μείωση της αντοχής, όπως ακριβώς και ο συντελεστής πλαστιμότητας μ για μεμονωμένα στοιχεία ή διατομές.



Σχήμα 5.26 Ελαστικό φάσμα και φάσμα σχεδιασμού

Ιδιομορφική φασματική ανάλυση

Ο προσδιορισμός της σεισμικής αποκρίσεως της κατασκευής πραγματοποιείται βάσει του *EN 1998-1:2004*, εφαρμόζοντας την δυναμική φασματική μέθοδο ή αλλιώς ιδιομορφική ανάλυση φάσματος απόκρισης, που αποτελεί ελαστική ανάλυση των μέγιστων δυναμικών αποκρίσεων όλων των σημαντικών ιδιομορφών του φορέα με την χρήση ομαλοποιημένου φάσματος σχεδιασμού. Η εφαρμογή της μεθόδου περιλαμβάνει τα ακόλουθα βήματα:

Υπολογισμός των ιδιομορφών και των αντίστοιχων ιδιοπεριόδων του συστήματος. Συνήθως λαμβάνεται υπόψη ως ελάχιστος ο αριθμός των ιδιομορφών που περιλαμβάνουν τουλάχιστον το 90% της συνολικής ταλαντευόμενης μάζας του συστήματος.

Υπολογισμός της μέγιστης απόκρισης κάθε ιδιομορφής μέσω του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού.

Επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων των ιδιομορφών, με κατάλληλη μέθοδο, για την εκτίμηση της μέγιστης απόκρισης του συστήματος για κάθε συνιστώσα της σεισμικής δράσης.

Επαλληλία των μεγίστων αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των συνιστωσών του σεισμού, με την χρήση στατιστικής μεθόδου.

Η επαλληλία των μεγίστων ιδιομορφικών αποκρίσεων για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού, πραγματοποιείται με την χρήση της μεθόδου πλήρους τετραγωνικής επαλληλίας *CQC (Complete Quadratic Combination)*. Για κάθε συνιστώσα της σεισμικής διέγερσης, οι πιθανές ακραίες τιμές $\pm e_A$ τυχόντος μεγέθους απόκρισης δίνονται από την σχέση:

$$exA = \pm \sqrt{\sum_i \sum_j (\varepsilon_{ij} A_i A_j)}$$

όπου:

A_i ($i=1,2,\dots$)

οι ιδιομορφικές τιμές του μεγέθους A

ε_{ij}

ο συντελεστής συσχέτισης των δυο ιδιομορφών i και j ,
ο οποίος υπολογίζεται από την σχέση:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{8 \cdot \zeta^2 \cdot (1+r) \cdot r^{3/2}}{10^4 \cdot (1-r^2)^2 + 4 \cdot \zeta^2 \cdot r \cdot (1+r)^2}$$

Οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού

Για τις οριζόντιες συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα $S_e(T)$ ορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\begin{aligned} S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\ S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \end{aligned}$$

όπου:

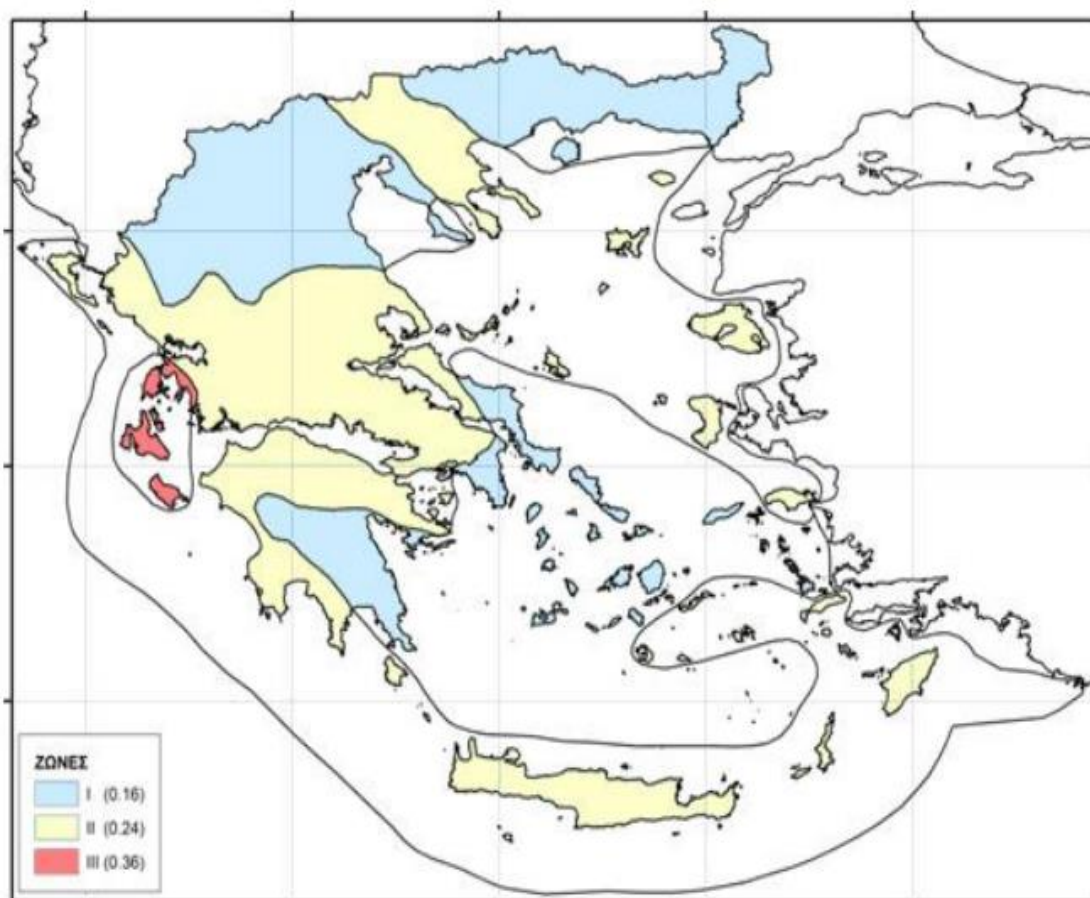
a_g είναι η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού εδάφους κατηγορίας A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$)
 γ_I είναι ο συντελεστής σπουδαιότητας
 a_{gR} είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση εδάφους κατηγορίας A.
 T_B είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στην αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
 T_C είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης και την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής ταχύτητας
 T_D είναι η περίοδος που αντιστοιχεί στο τέλος της περιοχής σταθερής φασματικής ταχύτητας και την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης
 S είναι ο συντελεστής εδάφους
 η είναι ο συντελεστής απόσβεσης, ο οποίος υπολογίζεται ως εξής:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55$$

Όπου ξ είναι το ποσοστό της ιξώδους απόσβεσης και επιλέγεται από τον Πίνακα 5.8.

Πίνακας 5.8 Ποσοστό ιξώδους απόσβεσης

Είδος Κατασκευής	$\xi\%$
Μεταλλική με συγκολλήσεις	2
Μεταλλική με κοχλιώσεις	4



Σχήμα 5.27 Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα

Πίνακας 5.9 Τιμές παραμέτρων οριζόντιου φάσματος ελαστικής ανάλυσης

Κατηγορία Εδάφους	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1.00	0.15	0.40	2.50
B	1.20	0.15	0.50	2.50
C	1.15	0.20	0.60	2.50
D	1.35	0.20	0.80	2.50
E	1.40	0.15	0.50	2.50

Πίνακας 5.10 Κατάταξη εδαφών

Κατηγορία εδάφους	Περιγραφή στρωματογραφίας
A	Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.
B	Αποθέσεις πολύ πυκνής άμμου, χαλίκων, ή πολύ σκληρής αργίλου, πάχους τουλάχιστον αρκετών δεκάδων μέτρων, που χαρακτηρίζονται από βαθμιαία βελτίωση των μηχανικών ιδιοτήτων με το βάθος.
C	Βαθιές αποθέσεις πυκνής ή μετρίως πυκνής άμμου, χαλίκων ή σκληρής αργίλου πάχους από δεκάδες έως πολλές εκατοντάδες μέτρων.
D	Αποθέσεις χαλαρών έως μετρίως χαλαρών μη συνεκτικών υλικών (με ή χωρίς κάποια μαλακά στρώματα συνεκτικών υλικών), ή κυρίως μαλακά έως μετρίως σκληρά συνεκτικά υλικά.
E	Εδαφική τομή που αποτελείται από ένα επιφανειακό στρώμα ιλύος με τιμές v_s κατηγορίας C ή D και πάχος που ποικίλλει μεταξύ περίπου 5m και 20m, με υπόστρωμα από πιο σκληρό υλικό με $v_s > 800$ m/s.
S1	Αποθέσεις που αποτελούνται, ή που περιέχουν ένα στρώμα πάχους τουλάχιστον 10 m μαλακών αργίλων/ιλών με υψηλό δείκτη πλαστικότητας ($PI > 40$) και υψηλή περιεκτικότητα σε νερό.
S2	Στρώματα ρευστοποιήσιμων εδαφών, ευαίσθητων αργίλων ή οποιαδήποτε άλλη εδαφική τομή που δεν περιλαμβάνεται στους τύπους A – E ή S1

Πίνακας 5.11 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

Κατακόρυφο φάσμα σχεδιασμού

Για την κατακόρυφη συνιστώσες της σεισμικής δράσης, το ελαστικό φάσμα $S_e(T)$ ορίζεται από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\begin{aligned} S_e(T) &= a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right] && \text{για } 0 \leq T \leq T_B \\ S_e(T) &= a_{vg} \cdot 3.0 && \text{για } T_B \leq T \leq T_C \\ S_e(T) &= a_{vg} \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C}{T} && \text{για } T_C \leq T \leq T_D \\ S_e(T) &= a_{vg} \cdot 3.0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} && \text{για } T_D \leq T \leq 4 \text{ sec} \end{aligned}$$

όπου:

a_{vg} είναι η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού, η οποία για την Ελλάδα, σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, λαμβάνεται ίση με το 90% της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης a_g .

Οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων, των κατακόρυφων φασμάτων της σεισμικής δράσης, είναι ανεξάρτητες της κατηγορίας εδάφους.

Πίνακας 5.12 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων κατακόρυφων φασμάτων

T_B (sec)	T_C (sec)	T_D (sec)
0.05	0.15	1.00

5.4.2 Υπολογισμός σεισμικών δράσεων

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα, η περιοχή της Τούμπας όπως και ευρύτερα η περιοχή της Θεσσαλονίκης, ανήκει στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1, για την οποία η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση εδάφους κατηγορίας A είναι $a_{gR}=0.16g$. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης που χρησιμοποιείται στην Ελλάδα είναι τύπου 1.

Για κατασκευές των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, όπως συμβαίνει στην περίπτωση των στεγάστρων των γηπέδων, ο συντελεστής σπουδαιότητας λαμβάνεται $\gamma_I=1.20$.

Με βάση τα παραπάνω, η τιμή της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού a_g για έδαφος κατηγορίας A ισούται με:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1.20 \cdot 0.16g = 0.192g = 1.92 \text{ m/s}^2$$

Το έδαφος στην περιοχή της κατασκευής κατατάσσεται στη κατηγορία B του EN 1998-1:2004. Για τις οριζόντιες συνιστώσες του σεισμού ισχύουν τα ακόλουθα:

Η τιμή του συντελεστή εδάφους είναι $S=1.20$

Οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος είναι $T_B=0.15\text{sec}$, $T_C=0.50\text{sec}$ και $T_D=2.50\text{sec}$

Για την κατακόρυφη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης εφαρμόζονται οι παρακάτω τροποποιήσεις:

Η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση ισούται με:

$$a_{vg} = 0.90 \cdot \alpha_g = 0.90 \cdot 0.192g = 0.173g = 1.73 \text{ m/s}^2$$

Ο συντελεστής εδάφους τίθεται $S=1.00$.

Οι χαρακτηριστικές περίοδοι του φάσματος είναι $T_B=0.05\text{sec}$, $T_C=0.15\text{sec}$ και $T_D=1.00\text{sec}$

Ο συντελεστής απόσβεσης για $\xi=3\%$, είναι ίσος:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+4}} = 1.12$$

6 Καταστάσεις σχεδιασμού

6.1 Εισαγωγή

Ο έλεγχος των κατασκευών έναντι αστοχίας ή λειτουργικότητας επιτυγχάνεται με τη χρήση των λεγόμενων «καταστάσεων σχεδιασμού», που περιγράφουν με επαρκή αξιοπιστία όλους τους συνδυασμούς φορτικών καταστάσεων, στις οποίες θα εκτεθεί η κατασκευή τόσο κατά την φάση ανέγερσης όσο και κατά την προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της. Οι καταστάσεις σχεδιασμού ταξινομούνται σύμφωνα με τον *EN 1991-1-1* ως εξής:

- Καταστάσεις διαρκείας (*persistent situations*), που αντιστοιχούν σε κανονικές συνθήκες χρήσης.
- Παροδικές καταστάσεις (*transient*), που αντιστοιχούν σε παροδικές συνθήκες, όπως η φάση ανέγερσης ή επισκευών.
- Τυχηματικές καταστάσεις (*accidental*), που αντιστοιχούν σε εξαιρετικές συνθήκες όπως πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τοπική αστοχία.
- Καταστάσεις σεισμού (*seismic*), που αντιστοιχούν σε συνθήκες επιβολής σεισμικής καταπόνησης στην κατασκευή.

Οριακές καταστάσεις είναι εκείνες, πέραν των οποίων η κατασκευή δεν ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας του σχεδιασμού και διακρίνονται σε:

- Οριακές καταστάσεις αστοχίας (*ULS: Ultimate Limit States*)
- Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας (*SLS: Serviceability Limit States*)

Ανάλογα με το είδος, τη μορφή και τη θέση της κατασκευής, προσδιορίζονται οι διάφορες χαρακτηριστικές τιμές των δράσεων οι οποίες πολλαπλασιάζονται με κατάλληλους συντελεστές τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας γ . Προκειμένου να ελεγχθεί η επάρκεια της κατασκευής στην οριακή κατάσταση αστοχίας και λειτουργικότητας, χρησιμοποιούνται κατάλληλοι συνδυασμοί των δράσεων αυτών (επιμέρους συντελεστές σχεδιασμού ψ), οι οποίοι καλύπτουν όλες τις καταστάσεις σχεδιασμού (καταστάσεις διαρκείας, παροδικές, τυχηματικές και σεισμού) και περιέχουν δράσεις που εκδηλώνονται ταυτόχρονα.

6.2 Οριακή κατάσταση αστοχίας

Αποτελούν οριακές καταστάσεις που συνδέονται με κατάρρευση ή άλλου είδους αστοχίες μέσω απώλειας ισορροπίας της κατασκευής ή αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων ή αστοχία λόγω κόπωσης, που θέτουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

6.2.1 Βασικές αρχές υπολογισμού συνδυασμών δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Οι συνδυασμοί που ορίζονται βάσει του EN 1990 για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση αστοχίας είναι :

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + \psi_{1,1} (\text{ή } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για καταστάσεις σεισμού:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

όπου:

“+”	“επαλληλία με”
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μονίμων δράσεων
P	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
A_d	τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
$\gamma_{G,j}$	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση j
γ_p	επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την προένταση
$\gamma_{Q,i}$	επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για την μεταβλητή δράση i
γ_i	συντελεστής σπουδαιότητας
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Στους παραπάνω συνδυασμούς δεν συμπεριλαμβάνονται δράσεις οι οποίες δεν είναι δυνατό να εμφανιστούν ταυτόχρονα, όπως είναι τα επιβαλλόμενα φορτία με τα φορτία του ανέμου.

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών για την περίπτωση ελέγχου αστοχίας μια κατασκευής ή μέλους αυτής είναι:

- Καταστάσεις διάρκειας και παροδικές

- για μόνιμες δράσεις:

$$\gamma_{G,sup} = 1.35 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{G,inf} = 1.00 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

- για μεταβλητές δράσεις:

$$\gamma_{Q,sup} = 1.50 \text{ (δυσμενής επιρροή)}$$

$$\gamma_{Q,inf} = 0 \text{ (ευμενής επιρροή)}$$

- Καταστάσεις τυχηματικές

$$\gamma_A = 1,00 \text{ (γενικώς)}$$

6.2.2 Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

- Κύριο μεταβλητό το επιβαλλόμενο φορτίο

$$\begin{aligned} & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^- \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot Q + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^+ \end{aligned}$$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο χιονιού

$$\begin{aligned} & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot S_I + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^- \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot S_I + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^+ \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot S_{II} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^- \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot S_{II} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^+ \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot S_{III} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^- \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot S_{III} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^+ \end{aligned}$$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο ανέμου

$$\begin{aligned} & - G + G' + 1.5 \cdot W_I + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^- \\ & - G + G' + 1.5 \cdot W_I + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^+ \\ & - G + G' + 1.5 \cdot W_{II} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^- \\ & - G + G' + 1.5 \cdot W_{II} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot \Delta T^+ \end{aligned}$$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο λόγω μείωσης θερμοκρασίας

$$\begin{aligned} & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot \Delta T^- + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot \Delta T^- + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S_I \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot \Delta T^- + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S_{II} \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot \Delta T^- + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S_{III} \\ & - G + G' + 1.5 \cdot \Delta T^- + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W_I \\ & - G + G' + 1.5 \cdot \Delta T^- + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{II} \end{aligned}$$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο λόγω αύξησης θερμοκρασίας

$$\begin{aligned} & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot \Delta T^+ + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot \Delta T^+ + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S_I \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot \Delta T^+ + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S_{II} \\ & - 1.35 \cdot G + 1,35 \cdot G' + 1.5 \cdot \Delta T^+ + 1.5 \cdot 0.5 \cdot S_{III} \\ & - G + G' + 1.5 \cdot \Delta T^+ + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W_I \\ & - G + G' + 1.5 \cdot \Delta T^+ + 1.5 \cdot 0.6 \cdot W_{II} \end{aligned}$$

6.3 Οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Αποτελούν οριακές καταστάσεις πέραν των οποίων δεν ικανοποιούνται οι καθορισμένες λειτουργικές απαιτήσεις για μέλη ή το σύνολο του φορέα επηρεάζοντας την εξωτερική εμφάνιση των κατασκευών και την άνεση των χρηστών. Τέτοιες καταστάσεις εμφανίζονται όταν υπάρχουν μεγάλες παραμορφώσεις ή μετακινήσεις.

6.3.1 Βασικές αρχές υπολογισμού συνδυασμών δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι συνδυασμοί που ορίζονται βάσει του EN 1990 για τον έλεγχο σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας είναι :

- Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- Για συχνές καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

- Για οίονει – μόνιμες καταστάσεις:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

όπου:

“+”	“επαλληλία με”
$G_{k,j}$	χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P_k	χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
$Q_{k,i}$	χαρακτηριστική τιμή της μεταβλητής δράσης i
$\psi_{0,i}, \psi_{1,i}, \psi_{2,i}$	συντελεστής συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Πίνακας 6.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά το EN 1990

Δράσεις	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια			
Κατηγορία A: κατοικίες	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία B: γραφεία	0.7	0.5	0.3
Κατηγορία C: επιφάνειες συνάθροισης	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία D: καταστήματα	0.7	0.7	0.6
Κατηγορία E: αποθηκευτικοί χώροι	1.0	0.9	0.8
Φορτία κυκλοφορίας οχημάτων σε κτήρια			
Κατηγορία H: Οροφές	0	0	0
Φορτία χιονιού σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-3)			
1000 m < H < 1500 m	0.7	0.5	0.2
H ≤ 1000 m	0.5	0.2	0
Φορτία ανέμου σε κτίρια (βλ. EN 1991-1-4)	0.6	0.2	0
Θερμοκρασία σε κτίρια (εκτός πυρκαγιάς) (βλ. EN 1991-1-5)	0.6	0.5	0

6.3.2 Συνδυασμοί δράσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Για καταστάσεις διάρκειας ή παροδικές:

- Κύριο μεταβλητό το επιβαλλόμενο φορτίο

- $G + G' + Q + 0.6 \cdot \Delta T^-$
- $G + G' + Q + 0.6 \cdot \Delta T^+$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο χιονιού

- $G + G' + S_I + 0.6 \cdot \Delta T^-$
- $G + G' + S_I + 0.6 \cdot \Delta T^+$
- $G + G' + S_{II} + 0.6 \cdot \Delta T^-$
- $G + G' + S_{II} + 0.6 \cdot \Delta T^+$
- $G + G' + S_{III} + 0.6 \cdot \Delta T^-$
- $G + G' + S_{III} + 0.6 \cdot \Delta T^+$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο ανέμου

- $G + G' + W_I + 0.6 \cdot \Delta T^-$
- $G + G' + W_I + 0.6 \cdot \Delta T^+$
- $G + G' + W_{II} + 0.6 \cdot \Delta T^-$
- $G + G' + W_{II} + 0.6 \cdot \Delta T^+$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο λόγω μείωσης θερμοκρασίας

$$\begin{aligned}
 & - G + G' + \Delta T^- + 0.7 \cdot Q \\
 & - G + G' + \Delta T^- + 0.5 \cdot S_I \\
 & - G + G' + \Delta T^- + 0.5 \cdot S_{II} \\
 & - G + G' + \Delta T^- + 0.5 \cdot S_{III} \\
 & - G + G' + \Delta T^- + 0.6 \cdot W_I \\
 & - G + G' + \Delta T^- + 0.6 \cdot W_{II}
 \end{aligned}$$

- Κύριο μεταβλητό το φορτίο λόγω αύξησης θερμοκρασίας

$$\begin{aligned}
 & - G + G' + \Delta T^+ + 0.7 \cdot Q \\
 & - G + G' + \Delta T^+ + 0.5 \cdot S_I \\
 & - G + G' + \Delta T^+ + 0.5 \cdot S_{II} \\
 & - G + G' + \Delta T^+ + 0.5 \cdot S_{III} \\
 & - G + G' + \Delta T^+ + 0.6 \cdot W_I \\
 & - G + G' + \Delta T^+ + 0.6 \cdot W_{II}
 \end{aligned}$$

Όσον αφορά τους συχνούς και τους οιονεί – μόνιμους συνδυασμούς, αυτοί καλύπτονται από τους παραπάνω, χαρακτηριστικούς.

6.4 Σεισμικοί συνδυασμοί δράσεων

6.4.1 Βασικές αρχές υπολογισμού σεισμικών συνδυασμών

Οι σεισμικοί συνδυασμοί που προβλέπονται από τις διατάξεις του EN 1998 ορίζονται σύμφωνα με την εξίσωση:

$$E_d = \sum G_{k,j} "+" P "+" A_{ED} "+" \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad j \geq 1, i \geq 1$$

όπου:

“+”	σε συνδυασμό με
Σ	το συνδυασμένο αποτέλεσμα του
G_k	χαρακτηριστική τιμή μόνιμης δράσης
P	αντιπροσωπευτική δράση δύναμης προέντασης
Q_k	χαρακτηριστική τιμή μεμονωμένης μεταβλητής δράσης
A_{Ed}	τιμή σχεδιασμού σεισμικής δράσης
ψ_2	συντελεστής για οιονεί μόνιμη τιμή μεταβλητής δράσης

Πίνακας 6.2 Τιμές συντελεστή ψ_2 για κτίρια

Δράση	ψ_2
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία A)	0.3
Χώροι γραφείων (κατηγορία B)	0.3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0.6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0.6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	0.8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30\text{kN}$ (κατηγορία F)	0.6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30\text{kN} \leq W \leq 160\text{kN}$ (κατηγ. G)	0.3
Στέγες (κατηγορία H)	0.0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1000\text{m}$	0.2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0.0
Φορτία ανέμου	0.0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαγιάς)	0.0

6.4.2 Σεισμικοί συνδυασμοί

Ειδικότερα, οι εφαρμοζόμενοι βασικοί συνδυασμοί είναι οι ακόλουθοι:

- $G + G' + E_x \pm 0.30 \cdot E_y \pm 0.30 \cdot E_z$
- $G + G' + E_y \pm 0.30 \cdot E_x \pm 0.30 \cdot E_z$
- $G + G' + E_z \pm 0.30 \cdot E_y \pm 0.30 \cdot E_x$

7 Ανάλυση και έλεγχος

7.1 Εισαγωγή

Αφότου πραγματοποιηθεί ο προσδιορισμός των φορτίων που θα ενεργήσουν επί της κατασκευής, ακολουθεί ο έλεγχος έναντι όλων των δυνατών συνδυασμών δράσεων, με στόχο την επιβεβαίωση της επάρκειας των επιλεγόμενων μελών και διατομών. Οι χρησιμοποιούμενες αναλύσεις πρέπει να είναι τόσο προσεγγιστικές όσο επιτρέπεται και τόσο λεπτομερείς όσο επιβάλλεται. Τα παραπάνω, εξαρτώνται κυρίως από τα γεωμετρικά και αδρανειακά στοιχεία του φορέα καθώς και από το είδος και την ένταση των φορτίσεων.

Η υψηλή αντοχή των δομικών υλικών σε συνδυασμό με την διαρκή εξέλιξη των μεθόδων βιομηχανικής κατεργασίας τους, καθιστούν εφικτή την παραγωγή δομικών μελών σε οποιοδήποτε σχήμα και πάχος. Η συνεχής βελτίωση των λογισμικών ανάλυσης, κάνει δυνατή την εφαρμογή ακριβέστερων και πιο αξιόπιστων μεθόδων ανάλυσης, μειώνοντας έτσι τους απαιτούμενους συντελεστές ασφαλείας. Ως αποτέλεσμα, αναπτύσσονται ελαφρύτερα δομικά στοιχεία με μεγαλύτερο ποσοστό εκμετάλλευσης του υλικού. Οι κατασκευές είναι πια πιο εύκαμπτες, τόσο σε επίπεδο μέλους, όσο και σε επίπεδο φορέα, παρουσιάζοντας εντονότερη παραμόρφωση κατά την φόρτιση τους.

Ως συνέπεια, ένας φορέας κινδυνεύει πια από αστοχία λόγω αστάθειας ή λυγισμού, που οφείλεται σε απότομη και έντονη αύξηση των παραμορφώσεων για μικρή αύξηση του επιβαλλόμενου φορτίου. Η παραμορφωμένη γεωμετρία του φορέα παρουσιάζει σημαντικές αποκλίσεις από την αρχική και άρα οι κλασσικές μέθοδοι στατικής ανάλυσης δεν εξασφαλίζουν την σωστή επίλυση του. Για την διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας στην παραμορφωμένη γεωμετρία, απαιτούνται ιδιαίτερες μέθοδοι στατικής ανάλυσης που οδηγούν στην κατάργηση της αναλογίας μεταξύ επιβαλλόμενων φορτίων και αναπτυσσόμενης έντασης και παραμόρφωσης, η οποία είναι γνωστή και ως γεωμετρικά μη γραμμική συμπεριφορά.

Στις κοινές κατασκευές, οι έλεγχοι αντοχής υλοποιούνται μέσω της ικανοποίησης κριτηρίων επιτρεπόμενων τάσεων, όπου οι μέγιστες αναπτυσσόμενες τάσεις δεν πρέπει να υπερβαίνουν το όριο διαρροής του υλικού, διαιρεμένο με τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας. Με αυτή την προσέγγιση, δε λαμβάνεται υπόψη ενδεχόμενη μετελαστική συμπεριφορά του υλικού. Πλέον, με την χρήση ιδιαίτερων μεθόδων στατικής ανάλυσης, καταργείται η αναλογία μεταξύ επιβαλλόμενων φορτίων και αναπτυσσόμενης έντασης και παραμόρφωσης, γνωστή ως μη γραμμική συμπεριφορά υλικού, μέσω τοπικής υπερβάσεως του ορίου διαρροής. Οι έλεγχοι επάρκειας πραγματοποιούνται μέσω της μεθόδου συνολικής αντοχής, στην στάθμη φόρτισης όπου εξαντλείται η αντοχή της κατασκευής και με την είσοδο του υλικού στην μετελαστική περιοχή.

Συγκεντρωτικά, η συμπεριφορά των κατασκευών επηρεάζεται από τη μη γραμμική συμπεριφορά του υλικού λόγω διαρροής του χάλυβα και από τη γεωμετρική μη γραμμικότητα που οφείλεται στις μεγάλες παραμορφώσεις. Για τον προσδιορισμό της συνολικής αντοχής, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και τα δύο είδη μη γραμμικότητας. Σε δύσκαμπτους φορείς επικρατεί συνήθως η μη γραμμικότητα υλικού, ενώ σε εύκαμπτους πιο κρίσιμη αποτελεί η γεωμετρική μη γραμμικότητα. Σε φορείς ενδιάμεσης δυσκαμψίας, εφαρμόζεται συνδυασμένη μη γραμμικότητα.

Ένας επιπλέον παράγοντες που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη είναι η ύπαρξη ατελειών. Στην πράξη οι κατασκευές αποκλίνουν σε σύγκριση με τα προσομοιώματα τους, τόσο ως προς την γεωμετρία, όσο και ως προς τις εγγενείς τάσεις στην αφόρτιστη κατάσταση. Η πραγματική γεωμετρία διαφέρει, λόγω ατελειών κατά την διαδικασία παραγωγής και ανέγερσης, από την αντίστοιχη ιδεατή (γεωμετρικές ατέλειες). Ακόμα, λόγω διάφορων θερμικών επιρροών, εμποδίζονται οι ελεύθερες παραμορφώσεις κατά την διαδικασία παραγωγής και επεξεργασίας των μελών με αποτέλεσμα την δημιουργία παραμενουσών τάσεων στην αφόρτιστη κατάσταση (δομικές ατέλειες).

Ανάλογα με το αν λαμβάνουν ή όχι υπόψη τις δύο παραπάνω μη γραμμικότητες καθώς και τις ατέλειες, οι μέθοδοι ανάλυσης των κατασκευών διακρίνονται σύμφωνα με τον πίνακα:

Πίνακας 7.1 Μέθοδοι ανάλυσης κατασκευών

		Ατέλειες	Συμπεριφορά υλικού	
			Γραμμική	Μη Γραμμική
Συμπεριφορά γεωμετρίας	Γραμμική	Όχι	LA	MNA
	Μη γραμμική	Όχι	GNA	GMNA
		Ναι	GNIA	GMNIA
LA: Linear Analysis MNA: Materially non-linear Analysis GNA: Geometrically non-linear Analysis GMNA: Geometrically and Materially non-linear Analysis GNIA: Geometrically non-linear Analysis with Imperfections GMNIA: Geometrically and Materially non-linear Analysis with Imperfections				

Το μεταλλικό στέγαστρο θα αναλυθεί ελαστικά. Για τις μεμονωμένες φορτίσεις πραγματοποιείται γραμμική ελαστική ανάλυση. Για του συνδυασμούς φορτίσεων σε οριακές καταστάσεις, λαμβάνεται υπόψη η γεωμετρική μη γραμμική συμπεριφορά και πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας 3^{ης} τάξης ή αλλιώς μη γραμμική θεωρία λυγισμού ή αστάθειας.

7.2 Γραμμική ελαστική ανάλυση (LA)

Η γραμμική ελαστική ανάλυση ή αλλιώς ελαστική ανάλυση με βάση την θεωρία 1ης τάξης, εφαρμόζεται σε κατασκευές που συμπεριφέρονται γραμμικά και ισχύει ανεξάρτητα με το αν η αντοχή των διατομών έχει προσδιοριστεί ελαστικά ή πλαστικά.

Η συμπεριφορά του υλικού να είναι γραμμικώς ελαστική. Οι ανηγμένες παραμορφώσεις ε σχετίζονται με τις τάσεις μέσω του νόμου του *Hooke*, εμφανίζουν δηλαδή σχέση αναλογίας. Η κλίση του διαγράμματος τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων ισούται με το μέτρο ελαστικότητας E . Για τα συνηθισμένα δομικά υλικά η παραδοχή της γραμμικής συμπεριφοράς του υλικού ισχύει μόνο για το αρχικό τμήμα του διαγράμματος, ενώ πέραν κάποιου μεγέθους η γραφική παράσταση παύει να είναι ευθύγραμμη. Επομένως, η γραμμική αναλογία των αναπτυσσόμενων τάσεων και των ανηγμένων παραμορφώσεων ισχύει σε χαμηλά επίπεδα φόρτισης.

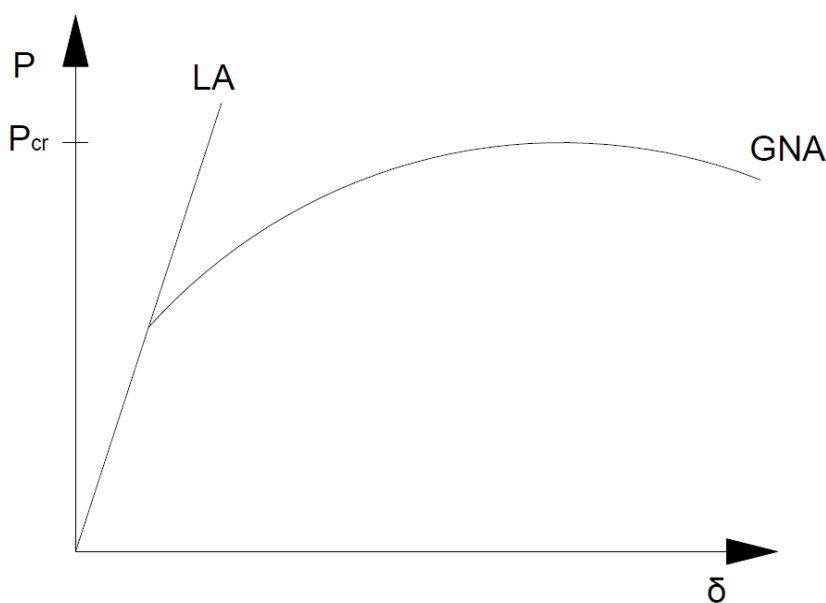
Οι πραγματοποιούμενες μετακινήσεις και παραμορφώσεις όλων των σημείων του φορέα είναι πολύ μικρές σε σχέση με το μέγεθος του. Η παραμορφωμένη γεωμετρία είναι όμοια με την αρχική και επομένως θεωρείται πως ταυτίζονται. Οι εξισώσεις ισορροπίας κατά την στατική ανάλυση αναπτύσσονται για την απαραμόρφωτη κατάσταση.

7.3 Γεωμετρικώς μη γραμμική, ελαστική ανάλυση (GNA)

Όταν ο παραμορφωμένος φορέας εμφανίζει σημαντική απόκλιση από τον απαραμόρφωτο, είναι αναγκαία η εκτέλεση γεωμετρικής μη γραμμικής ανάλυσης. Σε προβλήματα γεωμετρικής μη γραμμικότητας, οι εξισώσεις ισορροπίας διατυπώνονται για την παραμορφωμένη κατάσταση και εξάγονται συμπεράσματα για το κρίσιμο φορτίο και για την συμπεριφορά του φορέα τόσο πριν το λυγισμό όσο και μεταλυγισμικά. Ειδικότερα, οι δυο εφαρμοζόμενες θεωρίες είναι:

- Η γραμμική θεωρία λυγισμού ή ανάλυση με θεωρία 2^{ης} τάξης. Εφαρμόζεται όταν ο παραμορφωμένος φορέας διαφέρει τόσο από τον απαραμόρφωτο, ώστε να επιτρέπεται ο υπολογισμός με την παραδοχή των μικρών μετακινήσεων. Προκύπτουν λύσεις μέχρι το φορτίο λυγισμού.
- Η μη γραμμική θεωρία λυγισμού ή ανάλυση με θεωρία 3^{ης} τάξης. Η παραμορφωμένη κατάσταση διαφέρει σημαντικά από την απαραμόρφωτη, επομένως δεν επιτρέπεται να ληφθούν υπόψη περιορισμοί στο μέγεθος των μετατοπίσεων. Προκύπτουν λύσεις πέραν του φορτίου λυγισμού.

Η επίλυση πραγματοποιείται μέσω επαναληπτικών διαδικασιών. Στην περίπτωση μη γραμμικότητας γεωμετρίας, δεν ισχύει η αρχή της επαλληλίας. Γίνεται αναφορά σε κάποια συγκεκριμένη κατανομή φορτίων, τα οποία αυξάνονται βήμα-βήμα, με την χρήση ενός πολλαπλασιαστή φόρτισης. Κάθε βήμα επιλέγεται να είναι τόσο μικρό, ώστε να μπορεί να υποθεθεί γραμμική συμπεριφορά κατά την διάρκεια του. Η κατάσταση παραμόρφωσης στο τέλος ενός βήματος, αποτελεί την γεωμετρία αναφοράς του επόμενου βήματος. Ουσιαστικά, η ανάλυση υλοποιείται μέσω διαδοχικών γραμμικών ελαστικών αναλύσεων του φορέα, με μεταβαλλόμενη ανά βήμα γεωμετρία και την χρήση της μεθόδου μετακινήσεων.



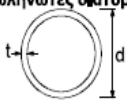
Σχήμα 7.1 Καμπύλες απόκρισης των κατασκευών για LA και GNA

7.4 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση αστοχίας

Ο κύριος στόχος του σχεδιασμού μιας κατασκευής, είναι η διασφάλιση ενός ικανοποιητικού επιπέδου ασφαλείας έναντι αστοχίας. Ο έλεγχος διασφάλισης της παραπάνω απαίτησης πραγματοποιείται με την σύγκριση της μέγιστης καταπόνησης ενός μέλους με την αντοχή του, καθώς και με τον έλεγχο ευστάθειας του κάθε μέλους. Κάθε ανάλυση, ελαστική ή πλαστική, πρέπει να συνδεθεί με ένα κριτήριο για την υλοποίηση του σχεδιασμού των κατασκευών. Ένα τέτοιο κριτήριο μπορεί να είναι η έναρξη της πλαστικοποίησης της δυσμενέστερης ίνας τις διατομής ή ακόμα και η πλήρη πλαστικοποίηση αυτής.

Για την διευκόλυνση της επιλογής του κριτηρίου αστοχίας και γενικότερα της μεθόδου προσδιορισμού της αντοχής μιας διατομής, οι διατομές κατηγοριοποιούνται ανάλογα με την ικανότητα τους να αναπτύξουν τα απαιτούμενα μεγέθη ροπών, δίχως να εμφανίσουν πρόωρα τοπικό λυγισμό. Ειδικότερα:

- Οι διατομές κατηγορίας 1 έχουν δυνατότητα σχηματισμού πλαστικής άρθρωσης με την απαιτούμενη στρεφική ικανότητα, αναπτύσσοντας παράλληλα την πλαστική ροπή αντοχής τους.
- Οι διατομές κατηγορίας 2 αναπτύσσουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, εμφανίζουν όμως περιορισμένη στρεφική ικανότητα λόγω τοπικού λυγισμού.
- Στις διατομές κατηγορίας 3, οι τάση στην ακραία ίνα μπορεί να φθάσει το όριο διαρροής, αλλά η ανάπτυξη πλήρους πλαστικής ροπής αντοχής εμποδίζεται λόγω τοπικού λυγισμού.
- Τέλος, οι διατομές κατηγορίας 4 δεν έχουν την δυνατότητα ανάπτυξης της τάσης διαρροής, αφού εμφανίζεται πρώτα το φαινόμενο του τοπικού λυγισμού.

Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50 \cdot \epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \cdot \epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \cdot \epsilon^2$					
	ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90 \cdot \epsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Σχήμα 7.2 Κατηγοριοποίηση κοίλων κυκλικών διατομών

Κατά την προσδιορισμό των αντιστάσεων των διατομών με ελαστική ανάλυση, δεν επιτρέπεται να συμβεί διαρροή σε καμία θέση της κατασκευής. Με τον περιορισμό αυτό, εξασφαλίζεται η ελαστική συμπεριφορά του φορέα και είναι δυνατή η εφαρμογή της θεωρίας ελαστικότητας τόσο για τον προσδιορισμό των εντατικών μεγεθών όσο και των αντιστάσεων. Ο έλεγχος γίνεται σε επίπεδο τάσεων, όπου η μέγιστη δρώσα τάση σχεδιασμού πρέπει να είναι μικρότερη από την αντίστοιχη οριακή τάση σχεδιασμού, που συνήθως είναι ίση με την τάση διαρροής. Η ελαστική μέθοδος ανάλυσης καλύπτει όλες τις κατηγορίες διατομών. Το πιο συχνά χρησιμοποιούμενο κριτήριο τάσεων είναι το κριτήριο *Von Mises* και ο έλεγχος διαμορφώνεται ως εξής:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} \leq f_y$$

όπου:

σ	οι ορθές τάσεις επί της διατομής
τ	οι διατμητικές τάσεις επί της διατομής
f_y	η τάση διαρροής του υλικού

Αναλυτικότερα, σε μια κυκλική διατομή που καταπονείται καμπτικά αξονικά, διατμητικά και στρεπτικά, οι τάσεις σε κάθε ίνα υπολογίζονται ως εξής:

$$\sigma = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed,y}}{I} \cdot y + \frac{M_{Ed,z}}{I} \cdot z$$

$$\tau = \frac{V_{Ed,z}}{A} + \frac{V_{Ed,y}}{A} + \frac{T_{t,Ed}}{2 \cdot A_m \cdot \min t}$$

7.5 Έλεγχος στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας

Οι έλεγχοι στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας απαιτούνται για να ελεγχθεί αν το έργο πληροί τις απαιτήσεις χρήσεις, διατηρεί ικανοποιητική εμφάνιση και η ανθεκτικότητα του δεν υποβαθμίζεται με την πάροδο του χρόνου. Μπορεί να επηρεάσει σε μεγάλο βαθμό και την ασφάλεια της κατασκευής. Βασικά κριτήρια λειτουργικότητας είναι οι παραμορφώσεις και οι ταλαντώσεις. Και τα δύο σχετίζονται περισσότερο με την δυσκαμψία παρά με την αντοχή του φορέα.

Ειδικότερα, αν τα βέλη του στεγιάστρου είναι υπερβολικά μεγάλα, πέραν του αισθήματος δυσφορίας στους χρήστες, μπορεί να μην εξασφαλίζεται η απορροή των όμβριων και να υπάρχει συσσώρευση ανάλογων φορτίων, τα οποία θα επηρεάσουν και την αντοχή τους. Επιπλέον, όσο πιο ελαφριές γίνονται οι κατασκευές και όσο πιο πολύ μεγαλώνουν τα ανοίγματα, τόσο πιο κρίσιμοι γίνονται οι έλεγχοι λειτουργικότητας. Η μείωση του βάρους καθιστά τον φορέα περισσότερο ευάλωτο σε ταλαντώσεις. Τέλος, τα εντατικά μεγέθη για τους ελέγχους στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας υπολογίζονται σε κάθε περίπτωση ελαστικά.

Παραμορφώσεις

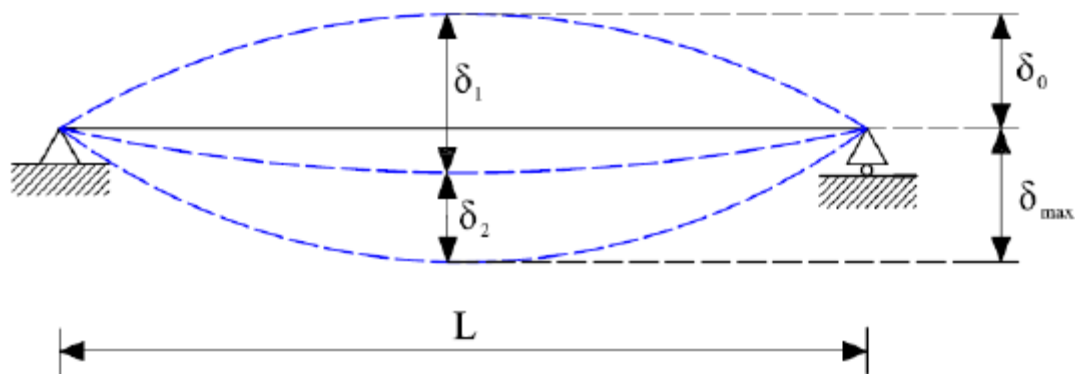
Το συνολικό βέλος (κατακόρυφη παραμόρφωση) δίνεται από την σχέση:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0$$

όπου:

δ_1	το βέλος λόγω μόνιμων φορτίων
δ_2	το βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων
δ_0	το αντιβέλος – αν υπάρχει – της δοκού στην αφόρτιστη κατάσταση

Για τον υπολογισμό του βέλους κάμψης των προβόλων, ως μήκος L λαμβάνεται το διπλάσιο του πραγματικού.



Σχήμα 7.3 Βέλη κάμψης αμφιέριστης δοκού

Πίνακας 7.2 Οριακές τιμές βελών κάμψης

	δ_{\max}	δ_2
Μη βατές στέγες	$L/200$	$L/250$
Πατώματα και βατές στέγες	$L/250$	$L/300$

Για την ικανοποίηση των απαιτήσεων των παραμορφώσεων στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, τα μέλη του φορέα θα έχουν αρχικά αντιβέλη τέτοια, ώστε με την επιβολή των μονίμων φορτίσεων το βέλος να είναι μηδενικό.

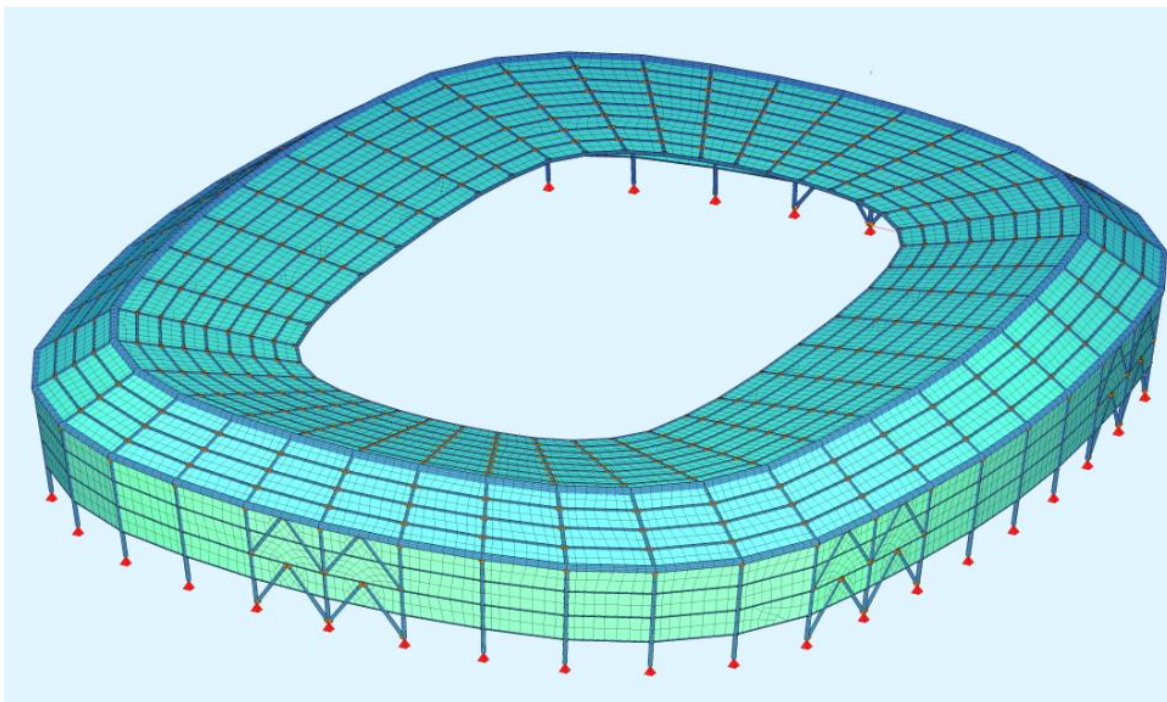
Ταλαντώσεις

Οι ταλαντώσεις είναι δυναμικές επιδράσεις που πρέπει να ληφθούν υπόψη στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας και προκαλούνται από τον άνεμο σε πολύ εύκαμπτες κατασκευές, όπως είναι το στέγαστρο που μελετάται. Η κατασκευή πρέπει να ερευνηθεί έναντι ταλαντώσεων λόγω δυναμικής δράσης του ανέμου, σε επίπεδα παράλληλα αλλά και κάθετα προς τη φορά του ανέμου και να εξεταστούν για ριπές ανέμου και στροβιλισμούς που προκαλούν ταλαντώσεις. Σε τέτοιες περιπτώσεις, μπορεί τα δυναμικά χαρακτηριστικά της κατασκευής να αποτελούν το βασικό κριτήριο σχεδιασμού του φορέα. Προς το παρόν δεν υπάρχει, τουλάχιστον στο επίπεδο των Ευρωκωδίκων, μια γενικώς αναγνωρισμένη μέθοδος για οριοθέτηση των ταλαντώσεων.

8 Προσομοίωση φορέα και αναλύσεων

8.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης της κατασκευής στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SOFiSTiK καθώς επίσης και διάφοροι παράμετροι που λήφθηκαν υπόψη. Ο σχεδιασμός βασίζεται στον *EuroNorm EN 1993-1-1:2005 Steel Structures* σε *3D FEA system* και *module ASE* τα οποία ορίζονται στην αρχή στο *System Information*.



Σχήμα 8.1 Μοντέλο προσομοίωσης φορέα στο SOFiSTiK

8.2 Δομικά υλικά και διατομές μελών

Ο ορισμός των υλικών γίνεται με την χρήση του *task Materials*. Κύριο δομικό υλικό της κατασκευής αποτελεί ο χάλυβας, ο οποίος είναι ποιότητας S 355. Οι ιδιότητες είναι προεπιλεγμένες από το λογισμικό. Επιπλέον, λόγω της αδυναμίας ορισμού *load distribution areas* για την κατανομή των φορτίων, έγινε χρήση συνθετικού υλικού ως επικάλυψη, για το οποίο ορίστηκε ίδιο βάρος $\gamma=0 \text{ kN/m}^3$. Με αυτό τον τρόπο, δεν λήφθηκε υπόψη η δυσκαμψία και η συνεισφορά του στην στατική λειτουργία του φορέα, ενώ με την επιβολή *area loads* στα *area structural elements* έγινε αυτόματα η κατανομή των φορτίων.

SOFiSTiK: Synthetic Material

EuroNorm 1994-1-1:2004 Composite Structures

Number: Title:

Type:

Properties Strength Bedding

☐ Young's modulus: E [N/mm²]
☐ Poisson's ratio: μ [-]
☐ Shear modulus: G [N/mm²]
☐ Compression modulus: K [N/mm²]
☒ Weight: γ [kN/m³]
☐ Density: ρ [kg/m³]
☐ Elongation coefficient: α [1/K]
☐ Safetyfactor: [-]

Advanced>>

Property Sets ... Thermal Properties ... Hydraulic Properties ...

OK Cancel Help

Σχήμα 8.2 Προσομοίωση υλικού επικάλυψης μεταλλικής κατασκευής

Επιπλέον, για την δημιουργία του μοντέλου είναι απαραίτητος ο ορισμός διατομών. Μέσω του *task Cross Sections* ορίζεται *standard section* τύπου *tube*, που αντιστοιχεί σε κοίλη κυκλική διατομή.

SOFiSTiK: Cross-Section Tube No: 8

Material

Diameter [mm]

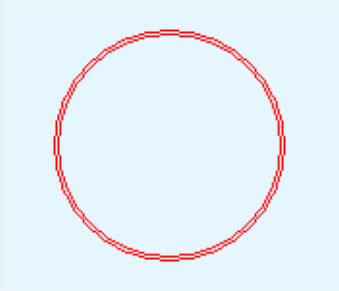
Wall-thickness [mm]

Property

Solid cross section ☐

Section-Title

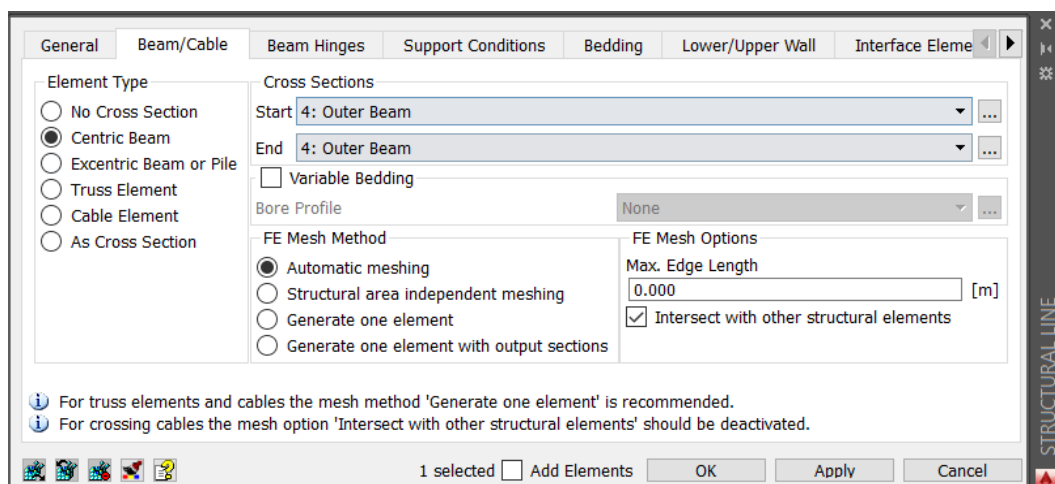
Sectional Values >> OK Cancel Help



Σχήμα 8.3 Ορισμός κοίλης κυκλικής διατομής

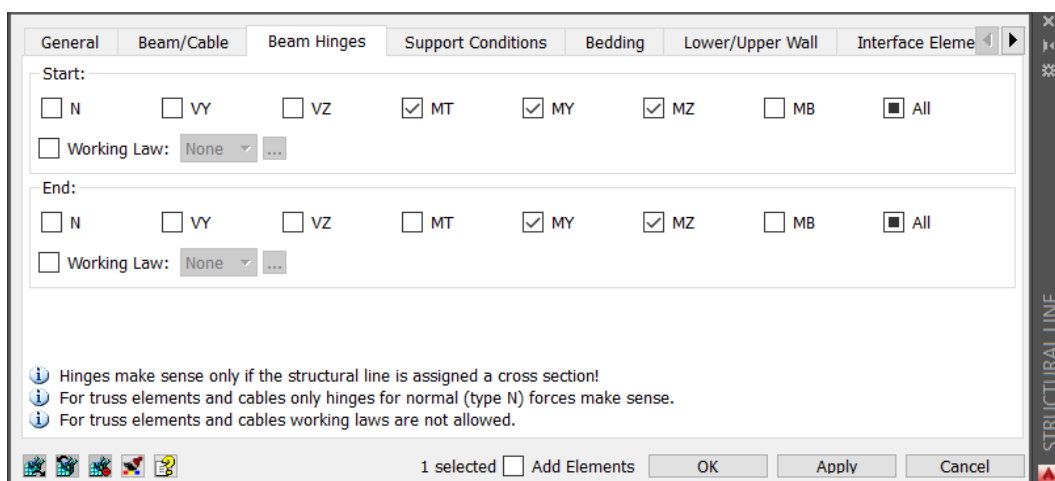
8.3 Μέλη κατασκευής

Το μοντέλο του φορέα σχεδιάστηκε με την χρήση του task SOFiPLUS-(X): GUI for Model Creation. Τα μέλη της κατασκευής προσομοιάστηκαν ως *structural lines* και συγκεκριμένα ως *centric beam*, η *FE mesh method* ορίστηκε ως *automatic meshing* ενώ η επιλογή *intersect with other structural elements* παρέμεινε ενεργή. Η επικάλυψη, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, προσομοιάστηκε με *area structural elements*.



Σχήμα 8.4 Παράμετροι προσομοίωσης μελών

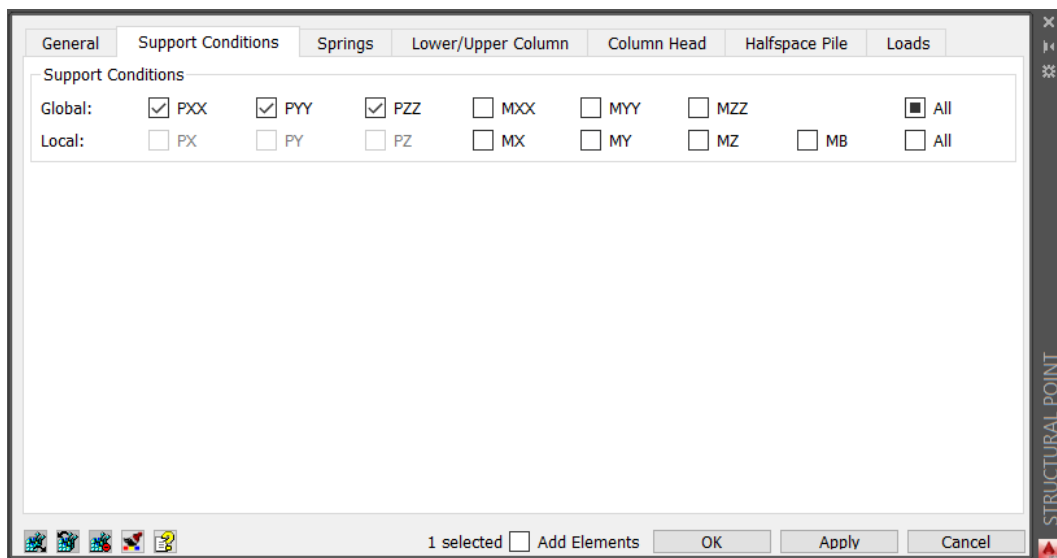
Όσον αφορά τις συνοριακές συνθήκες στα άκρα κάθε μέλους, αυτές ορίστηκαν από την καρτέλα *beam hinges*. Για συνδέσεις μεταφοράς ροπών, όπως αυτές των πελμάτων των κύριων φορέων, των συνδέσεων των δακτυλίων με τους κύριους φορείς και της συνέχειας των δακτυλίων, όλες οι επιλογές έμειναν μη ενεργοποιημένες. Για τις υπόλοιπες συνδέσεις μεταξύ των μελών καθώς, που είναι αρθρωτές, ελευθερώθηκαν οι καμπτικές ροπές και στα δύο άκρα, καθώς και η στρωφική ροπή σε ένα από αυτά.



Σχήμα 8.5 Παράμετροι συνοριακών συνθηκών στα άκρα των μελών

Η έδραση των υποστυλωμάτων πραγματοποιείται αρθρωτά. Η προσομοίωση της έγινε με την χρήση *structural point* στο οποίο οι συνθήκες στήριξης ρυθμίστηκαν αναλόγως,

ελευθερώνοντας την δυνατότητα στροφών σε κάθε επίπεδο. Τα άνω άκρα των υποστυλωμάτων ορίστηκαν με ελευθερία στροφών, λόγω της αρθρωτής έδρασης των κύριων φορέων επί αυτών.



Σχήμα 8.6 Προσομοίωση συνθηκών έδρασης υποστυλωμάτων

8.4 Φορτίσεις κατασκευής

Οι φορτίσεις επιβλήθηκαν κατευθείαν στο μοντέλο, εντός του task *SOFiPLUS-(X): GUI for Model Creation*. Η κατασκευή καταπονείται από μόνιμες, κινητές και τυχηματικές δράσεις. Το ίδιο βάρος του μεταλλικού φορέα επιβάλλεται αυτομάτως από το λογισμικό, είναι ίσο με 78.5 kN/m^3 και έχει όμοια με την βαρύτητα κατεύθυνση. Τα φορτία του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού λαμβάνονται ίσα με 1.5 kN/m και ασκούνται ως ομοιόμορφη γραμμική φόρτιση κατά μήκος του δεύτερου εσωτερικού δακτυλίου. Τα φορτία λόγω του υλικού επικάλυψης του φορέα λαμβάνονται ίσα με 1.00 kN/m^2 και ασκούνται ως *free area loads* στα *area structural elements*. Ομοίως πραγματοποιείται και η προσομοίωση των επιβαλλόμενων φορτίσεων, καθώς επίσης και των φορτίων χιονιού και ανέμου, για όλα τα απαραίτητα σενάρια φόρτισης. Τα φορτία χιονιού έχουν κατακόρυφη κατεύθυνση, ενώ τα φορτία λόγω ανέμου εφαρμόζονται κάθετα στην προσπίπτουσα επιφάνεια. Τέλος, οι θερμοκρασιακές μεταβολές προσομοιάζονται ως γραμμικές ομοιόμορφες φορτίσεις κατά μήκος των μελών. Το σύνολο των φορτίσεων είναι ίσο με δέκα.

STRUCTURAL AREA LOAD

Name: Wind I

Load Case: 7 - Wind I

Class: Load

Type: Pz - load local z

Value(s):

P= -1.500 [kN/m²]

P2= -1.500 [kN/m²]

P3= -1.500 [kN/m²]

Distribution:

☒ Uniform

☐ Non-Uniform

1 selected ☐ Add Elements OK Apply Cancel

Σχήμα 8.7 Ορισμός structural area load για άνεμο

FREE LINE LOAD

Name: Equipment

Load Case: 2 - Roof + equipment

Class: Load

Type: PG - load in gravity direction

Reference: Automatic

Numbers/Groups:

Direction of Projection: Projected in Element (ELEM)

Range of Application: 0.000 [m]

Value(s):

P= 1.500 [kN/m]

P2= 1.500 [kN/m]

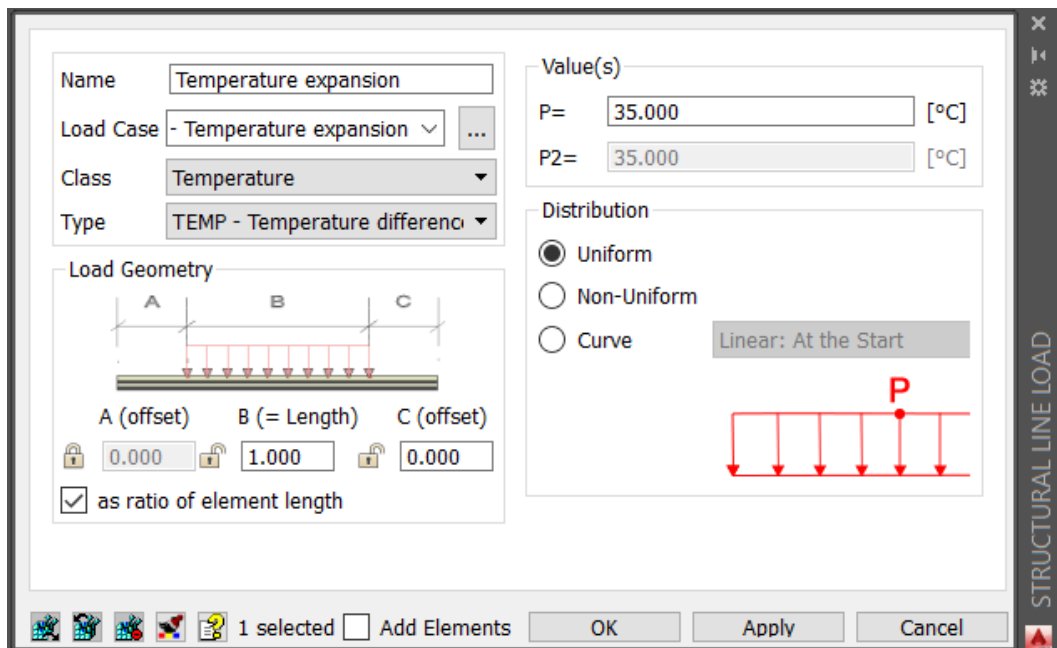
Distribution:

☒ Uniform

☐ Non-Uniform

1 selected ☐ Add Elements OK Apply Cancel

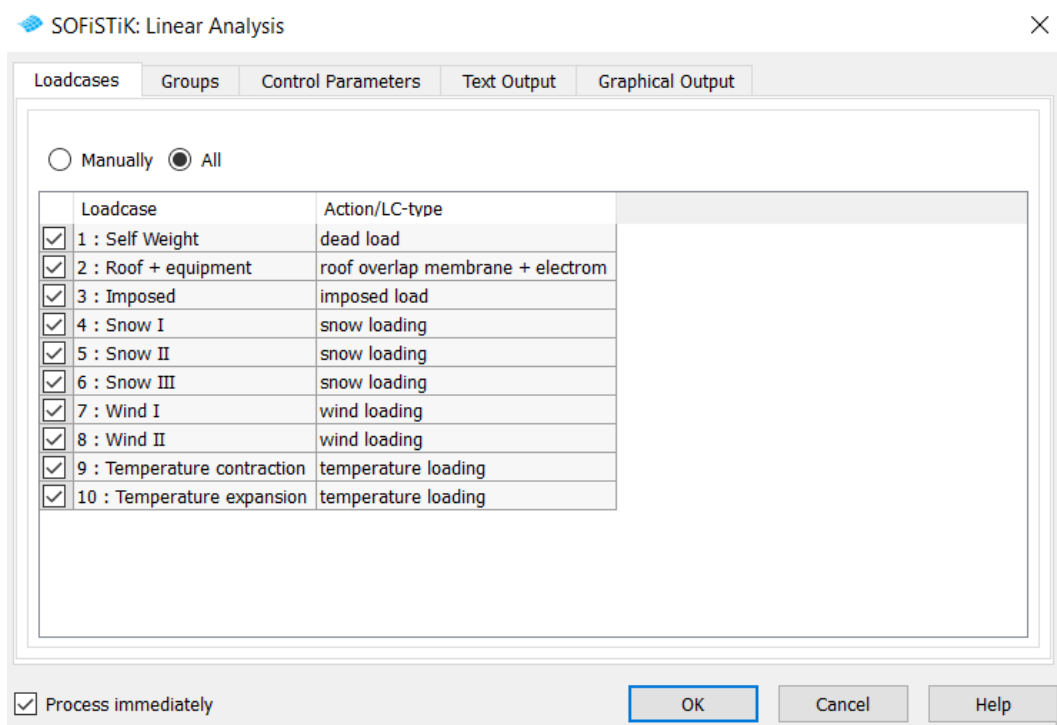
Σχήμα 8.8 Ορισμός free line load για ίδια βάρη ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού



Σχήμα 8.9 Ορισμός structural line load για θερμοκρασιακή μεταβολή

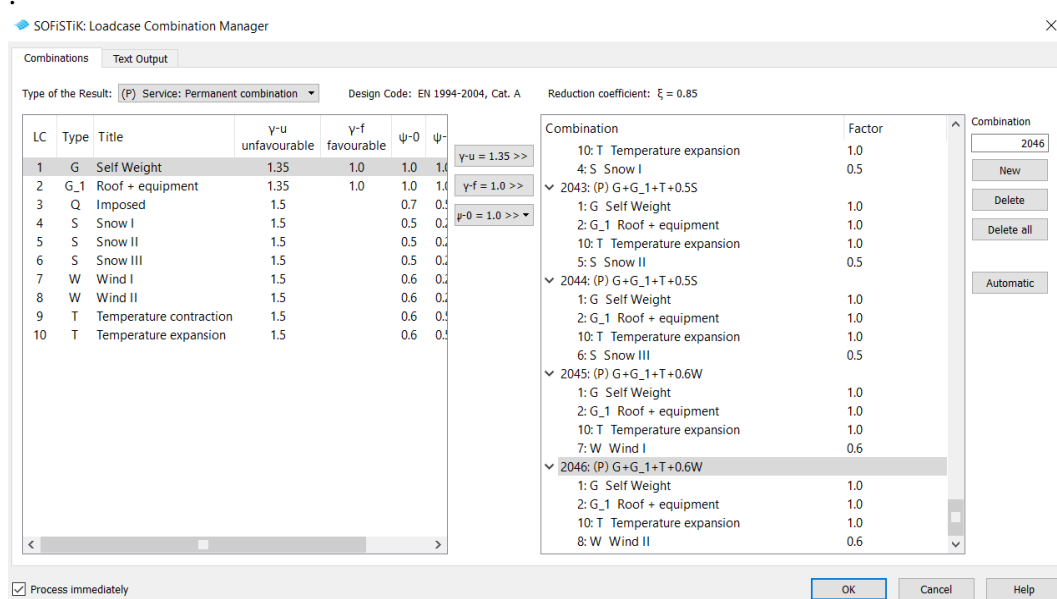
8.5 Ανάλυση συνδυασμών φορτίσεων

Αρχικά, πραγματοποιήθηκαν γραμμικές αναλύσεις για κάθε φόρτιση μεμονωμένα, με την χρήση του *task Linear Analysis*. Οι αναλύσεις υλοποιήθηκαν για όλα τα *group* διατομών, εκτός των *area structural elements*, τα οποία δεν μελετήθηκαν.



Σχήμα 8.10 Προσομοίωση γραμμικών αναλύσεων

Στην συνέχεια, με την χρήση του *task Loadcase Combination Manager* ορίζονται οι συνδυασμοί φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις αστοχίας και λειτουργικότητας



Σχήμα 8.11 Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις

.Έπειτα, ακολουθεί η προσομοίωση των παραπάνω φορτίσεων. Μέσω του *Analysis of Combined Loadcases task*, πραγματοποιείται μη γραμμική ανάλυση 3^{ης} τάξης για κάθε συνδυασμό σε κάθε οριακή κατάσταση. Ειδικότερα, ως *analyse theory* ορίζεται η επιλογή 3rd order, στο πλαίσιο δίπλα από το *number of iterations* και αφορά τον αριθμό των επαναλήψεων τοποθετείται ο αριθμός 200 και ως *calculation method* ορίζεται η ASE. Με την εκτέλεση αυτών των αναλύσεων, λαμβάνονται υπόψη τόσο πιθανές υπερβάσεις των αντοχών των διατομών όσο και φαινόμενα αστάθειας των μελών.

SOFiSTiK: Analysis of Combined Loadcases

Analysis Groups Control Parameter Text Output Graphical Output

Type of the Result: (D) Ultimate Design combination

Loadcase	Inclination
✓ 1001 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5Q+0.9T	no inclination
✓ 1002 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5Q+0.9T	no inclination
✓ 1011 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5S+0.9T	no inclination
✓ 1012 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5S+0.9T	no inclination
✓ 1013 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5S+0.9T	no inclination
✓ 1014 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5S+0.9T	no inclination
✓ 1015 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5S+0.9T	no inclination
✓ 1016 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5S+0.9T	no inclination
✓ 1021 : G+G ₁ +1.5W+0.9T	no inclination
✓ 1022 : G+G ₁ +1.5W+0.9T	no inclination
✓ 1023 : G+G ₁ +1.5W+0.9T	no inclination
✓ 1024 : G+G ₁ +1.5W+0.9T	no inclination
✓ 1031 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5T+1.05Q	no inclination
✓ 1032 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5T+0.75S	no inclination
✓ 1033 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5T+0.75S	no inclination
✓ 1034 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5T+0.75S	no inclination
✓ 1035 : G+G ₁ +1.5T+0.9W	no inclination
✓ 1036 : G+G ₁ +1.5T+0.9W	no inclination
✓ 1041 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5T+1.05Q	no inclination
✓ 1042 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5T+0.75S	no inclination
✓ 1043 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5T+0.75S	no inclination
✓ 1044 : 1.35G+1.35G ₁ +1.5T+0.75S	no inclination

Analyse Theory

☐ First Order Number of iterations: 10
☐ 2nd Order Number of iterations: 60
☒ 3rd Order Number of iterations: 200
☐ Linear Elastic

Calculation Modul: ASE

Steel Structure Concrete Structure

Stiffness of Beams

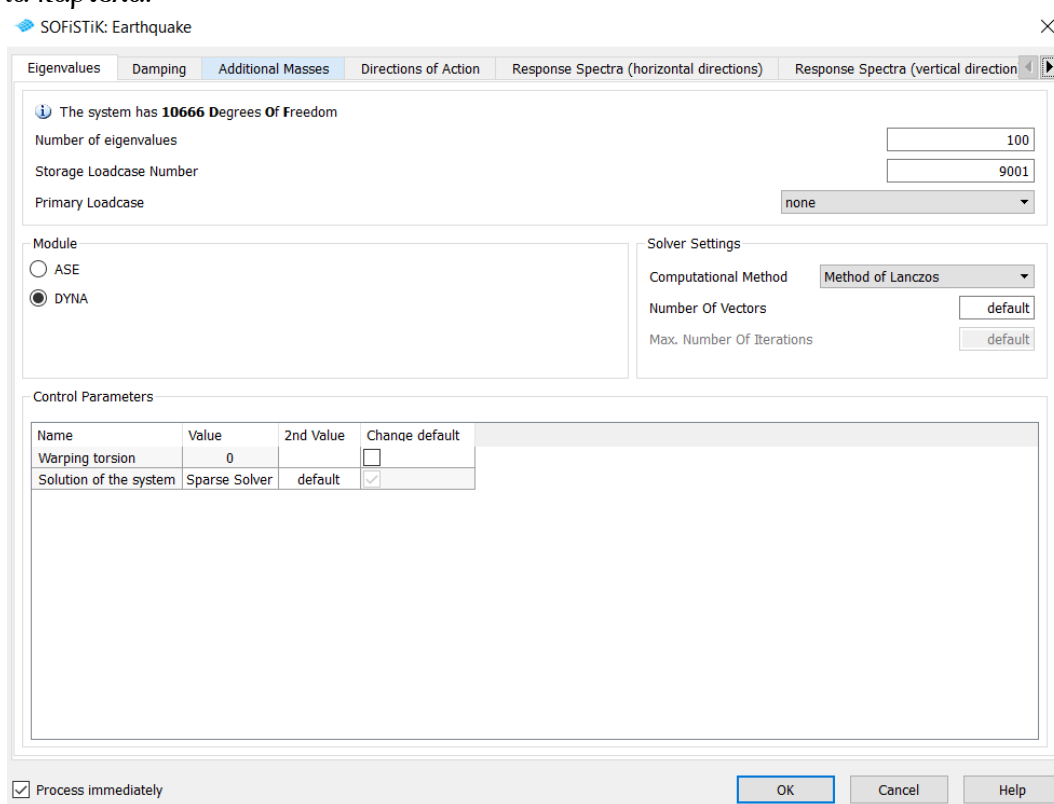
☒ No Reduce
☐ Use Safety Factor of Material
☐ Factor to reduce stiffness: 1.100

☒ Process immediately
 OK
Cancel
Help

Σχήμα 8.12 Παράμετροι μη γραμμικής γεωμετρικής ανάλυσης

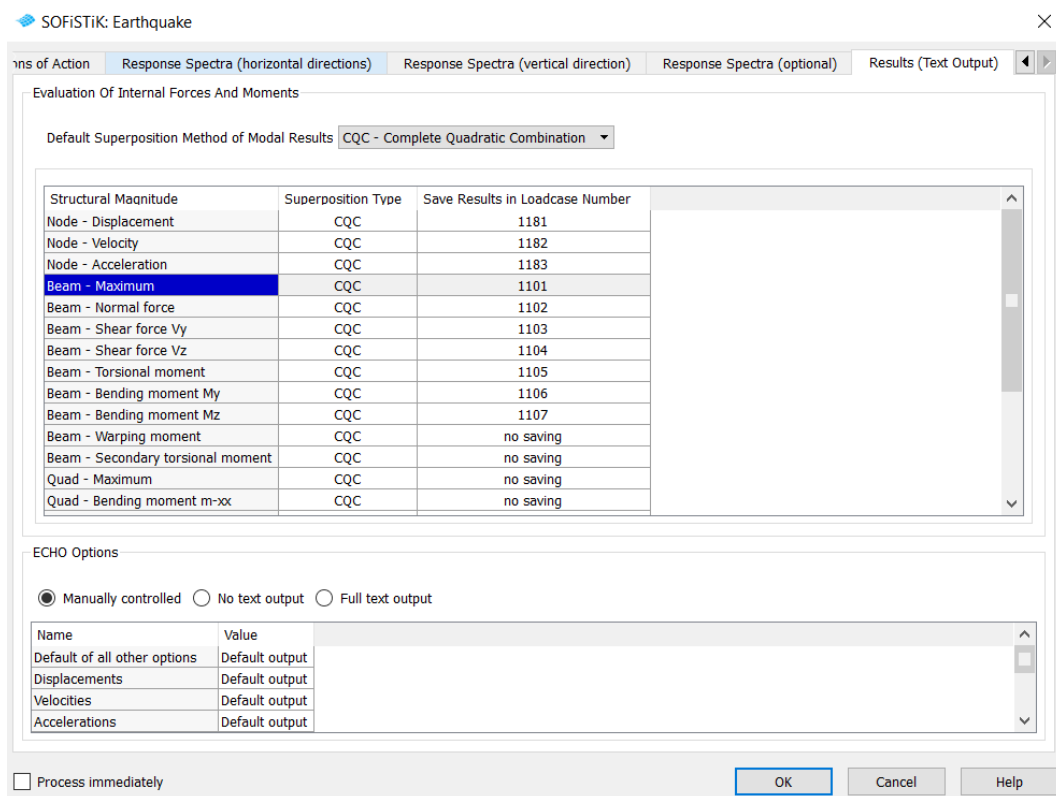
8.6 Ανάλυση σεισμικών φορτίσεων

Το *task Earthquake* χρησιμοποιήθηκε για την επιβολή των σεισμικών δράσεων επί της κατασκευής. Στην καρτέλα *Eigenvalues*, το πλαίσιο δίπλα στο *number of eigenvalues* συμπληρώθηκε με τον αριθμό 100, ο οποίος ήταν αρκετός για να ληφθεί υπόψη το 90% της μάζας της κατασκευής και στις δύο διευθύνσεις του σεισμού. Ως *module* επιλέχθηκε το *DYNA*, ως *computational method* η *method of lanczos*, ενώ στην καρτέλα *Damping* το *modal damping* ορίστηκε ίσο με 3%. Για την ταλάντωση του φορέα, επιλέχθηκε –πέρα του ίδιου βάρους του φορέα που λαμβάνεται υπόψη αυτομάτως– η μετατροπή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων σε μάζες, στην καρτέλα *Additional masses*. Για την μελέτη των σεισμικών συνιστωσών και στις τρεις διευθύνσεις, επιλέγονται από την καρτέλα *Directions of Action* τα *calculate horizontal and vertical directions* και *use different spectra for horizontal and vertical directions*. Κατά τον σχεδιασμό δεν λήφθηκαν υπόψη δευτερεύοντα μέλη, επομένως επιλέγεται και το *apply acceleration to whole structure* από την ίδια καρτέλα.



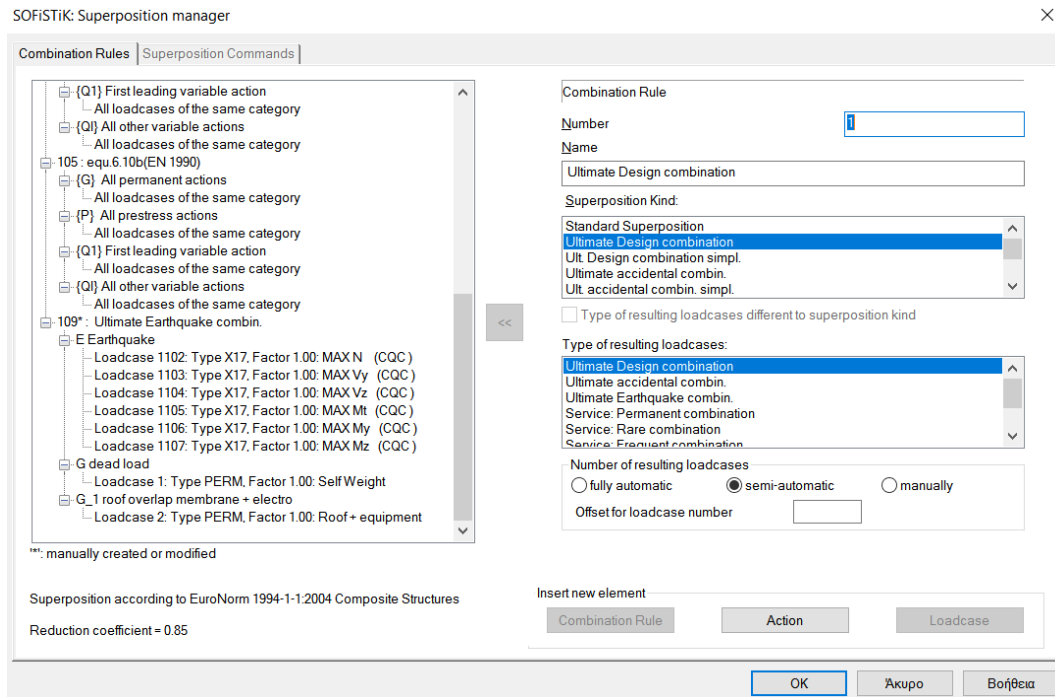
Σχήμα 8.13 Παράμετροι μεθόδου ανάλυσης σεισμικών δράσεων

Ακολούθως, στις καρτέλες *Response Spectra (horizontal directions)* και *Response Spectra (vertical directions)* ορίζονται τα χαρακτηριστικά του οριζόντιου και κατακόρυφου ελαστικού φάσματος αντίστοιχα. Τέλος, στην καρτέλα *Results (Text Output)* επιλέγεται ως *default superposition method of modal results* η *CQC – Complete Quadratic Combination* και επιλέγονται τα *Loadcases* στα οποία θα αποθηκευτούν τα ζητούμενα αποτελέσματα από την προσομοίωση της σεισμικής επιβολής. Ειδικότερα, αναλύονται και οι τρεις περιπτώσεις σεισμού, με κάθε φορά διαφορετική κύρια συνιστώσα και αποθηκεύονται τα μέγιστα εντατικά μεγέθη.



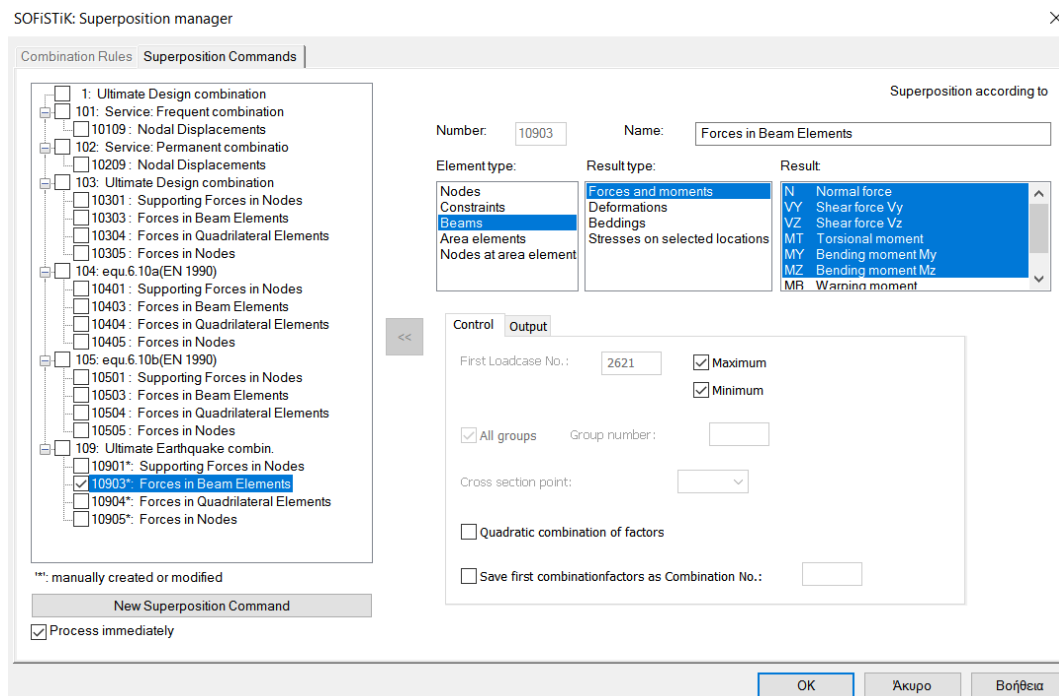
Σχήμα 8.14 Καθορισμός παραμέτρων για την εξαγωγή αποτελεσμάτων σεισμού

Στην συνέχεια, μέσω του *task Define Combinations* ορίζεται νέος συνδυασμός φορτίσεων για την προσομοίωση των σεισμικών συνδυασμών. Ειδικότερα, ορίζεται ως *superposition kind* το *ultimate design combination* και ως *type of resulting loadcase* επίσης το *ultimate design combination*. Η νέα κατάσταση σχεδιασμού περιλαμβάνει τα *loadcases* του ίδιου βάρους του φορέα, των πρόσθετων μονίμων καθώς και των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στην κατασκευή λόγω του σεισμού.



Σχήμα 8.15 Ορισμός σεισμικών συνδυασμών

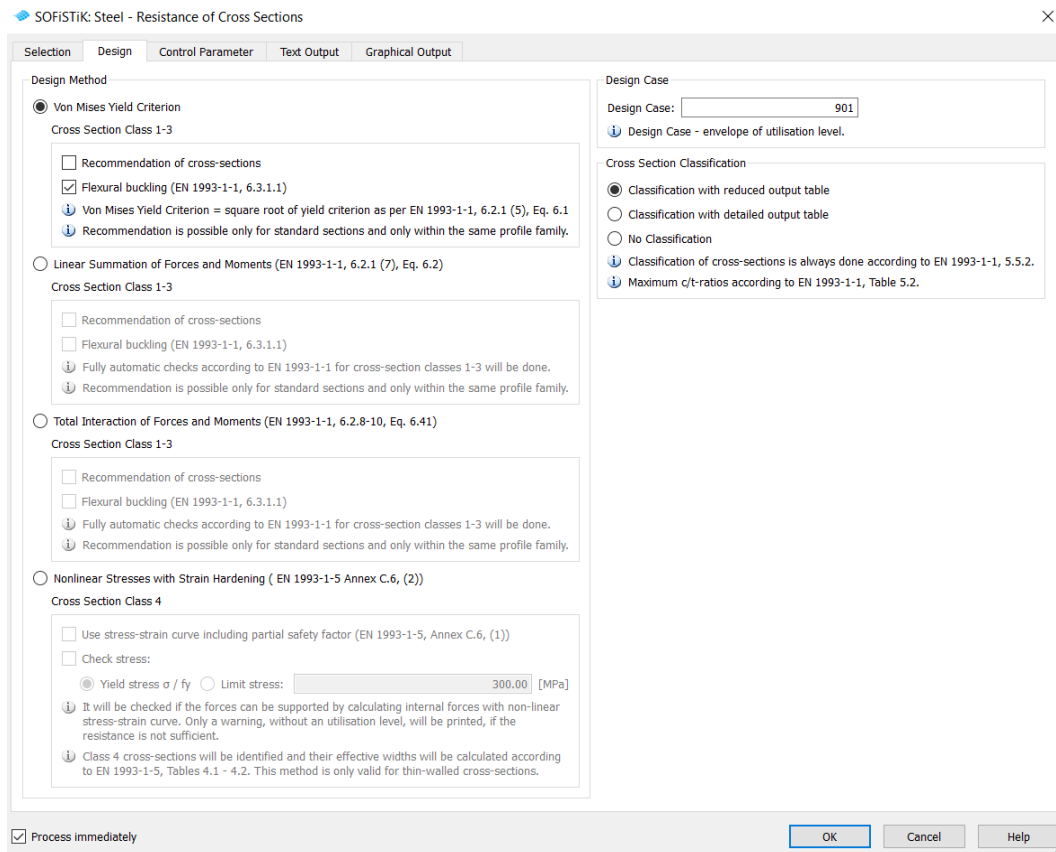
Τέλος, χρησιμοποιείται το *task Superpositioning* ώστε πραγματοποιηθούν οι αναλύσεις των σεισμικών συνδυασμών που ορίστηκαν προηγουμένως. Ειδικότερα, επιλέγεται στο *ultimate earthquake combin.* το *forces in beam elements*, στο *element type* το *beams*, στο *result type* το *forces and moments* και στα *results* τα απαραίτητα εντατικά μεγέθη. Τόσο τα *maximum* όσο και τα *minimum* μεγέθη τους αποθηκεύονται σε νέες *loadcases*.



Σχήμα 8.16 Ανάλυση σεισμικών συνδυασμών

8.7 Έλεγχος διατομών και μελών

Ο έλεγχος των διατομών πραγματοποιείται με την χρήση του *task Steel – Resistance of Cross Sections*. Στην καρτέλα *Selection* επιλέγεται ως *design code* ο *EuroNorm 1993-1-1:20045 Steel Structures*, στο *Loadcases* επιλέγεται το *all* και στο *type of selection* το *group*. Επιλέγονται για έλεγχο όλα τα *group*. Στην καρτέλα *Design*, επιλέγεται ως *design method* το *Von Mises yield criterion* και το *flexural buckling* (EN 1993-1-1, 6.3.1.1).



Σχήμα 8.17 Παράμετροι μεθόδου ελέγχου διατομών

8.8 Ιδιομορφές ταλάντωσης

Για την εύρεση των ιδιομορφών ταλάντωσης του φορέα γίνεται χρήση του *task Eigenvalues*. Στην καρτέλα *General*, στο πλαίσιο *number of eigenvalues* επιλέγεται ο αριθμός 50, ως *module* το *ASE* και ως *computational method* η *method of lanczos*. Στην καρτέλα *Additional Mass* επιλέγεται –ομοίως με το *task Earthquake*– η μετατροπή των πρόσθετων μόνιμων φορτίων σε μάζες. Οι ιδιομορφές προκύπτουν επίσης με την εκτέλεση του *task Earthquake*.

General
Damping
Additional Mass
Text Output
Graphical Output

Basic Settings

Number of eigenvalues
50

Storage Loadcase Number
3001

Primary Loadcase
none

Module

☒ ASE
☐ DYNA

Solver Settings

Computational Method
Method of Lanczos

Number Of Vectors
default

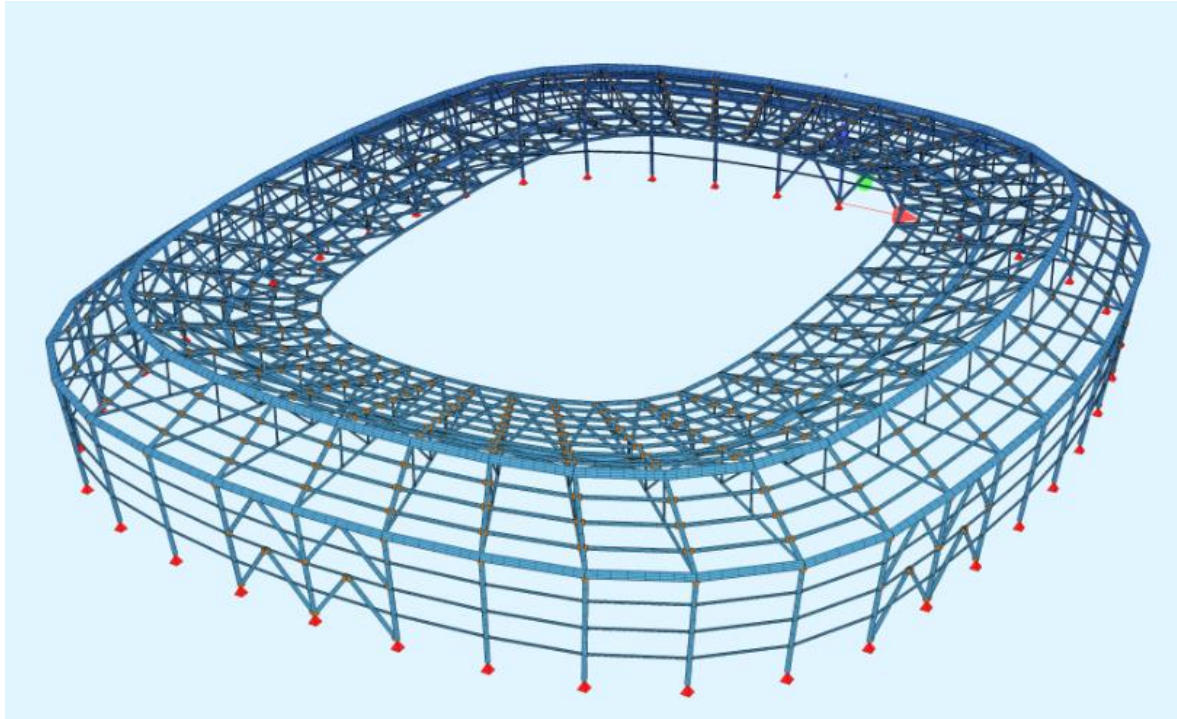
Max. Number Of Iterations
default

LMIN (Eigenvalue shift)
0

Control Parameters

Name	Value	2nd Value	Change de
T-beam components	Moments My and Shear Forces Vz and Axial Forces N are added		<input type="checkbox"/>
Warping torsion	0		<input type="checkbox"/>
Solution of the system	Sparse Solver	default	<input checked="" type="checkbox"/>

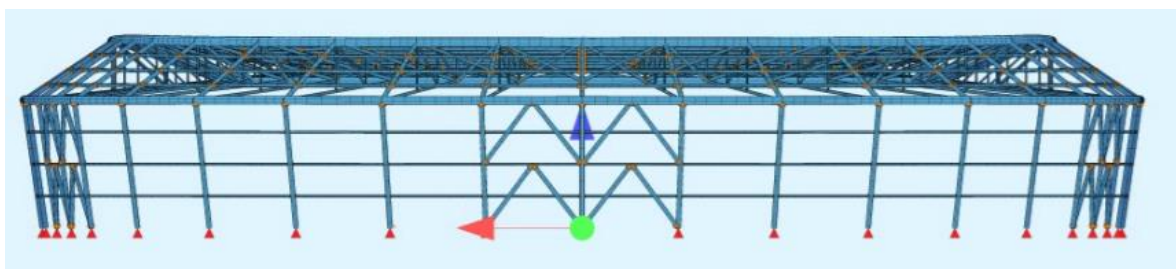
☒ Process immediately
OK
Cancel
Help



Σχήμα 8.18 Μοντέλο προσομοίωσης φορέα στο SOFiSTiK, χωρίς το υλικό επικάλυψης



Σχήμα 8.19 Μοντέλο προσομοίωσης φορέα στο SOFiSTiK, χωρίς το υλικό επικάλυψης, σε όψη της μεγάλης πλευράς



Σχήμα 8.20 Μοντέλο προσομοίωσης φορέα στο SOFiSTiK, χωρίς το υλικό επικάλυψης, σε όψης της μικρής πλευράς

9 Αποτελέσματα ανάλυσης

9.1 Διατομές φορέα

Μετά την ανάλυση του φορέα, οι διατομές που είχαν αρχικώς οριστεί για την δημιουργία του μοντέλου αποδείχθηκαν είτε ανεπαρκείς είτε υπερβολικά αντιστοιχονομικές. Κάθε αλλαγή της διατομής ενός μέλους έχει ως συνέπεια την αλλαγή της δυσκαμψίας του φορέα και την ανακατανομή των εντατικών μεγεθών. Πραγματοποιήθηκαν επαναλήψεις των παραπάνω αναλύσεων, ώστε να επιτευχθεί βελτιστοποίηση των τελικών διατομών οι οποίες επιλέχθηκαν να είναι τουλάχιστον κατηγορίας 3.

Πίνακας 9.1 Πίνακας τελικών διατομών και μεγίστων ποσοστών εκμετάλλευσης

Μέλος	Διατομή	Μέγιστο ποσοστό εκμετάλλευσης
Υποστύλωμα	CHS 813/16	79.9%
Εξωτερικός δακτύλιος	CHS 1400/40	92.6%
Εξωτερικό άνω πέλμα κύριου φορέα	CHS 762/16	95.5%
Εσωτερικό άνω πέλμα κύριου φορέα	CHS 711/18	71.8%
Κάτω πέλμα κύριου φορέα	CHS 508/16	67.2%
Δικτύωμα κύριου φορέα	CHS 323.9/8	63.5%
Εσωτερικός δακτύλιος	CHS 711/14.2	97.5%
Ενδιάμεσος δακτύλιος	CHS 1219/35	94.0%
Δακτύλιος κορυφής	CHS 1600/35	96.5%
Χιαστί σύνδεσμοι	CHS 610/14.2	96.2%
Σύνδεσμοι Λ	CHS 711/12.5	96.4%
Τεγίδες	CHS 610/12.5	99.6%
Μηκίδες	CHS 406.4/8	91.1%

9.2 Βέλη κάμψης

Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, το μέγιστο βέλος παρατηρήθηκε στο άκρο του μεσαίου προβόλου στην μεγάλη πλευρά του γηπέδου, αποτέλεσμα αναμενόμενο λόγω του μεγαλύτερου ανοίγματος του σε σχέση με τους υπόλοιπους κύριους φορείς. Το μέγιστο συνολικό βέλος εμφανίζεται για τον συνδυασμό $G + G' + S_I + 0.6 \cdot \Delta T^+$ και είναι:

$$\delta_{max} = 1331 \text{ mm}$$

Το βέλος κάμψης λόγω μόνιμων και πρόσθετων μόνιμων φορτίων είναι αντίστοιχα:

$$\delta_1 = 1053 \text{ mm}$$

Το βέλος κάμψης λόγω μεταβλητών φορτίων και χρόνιων παραμορφώσεων από μόνιμα είναι:

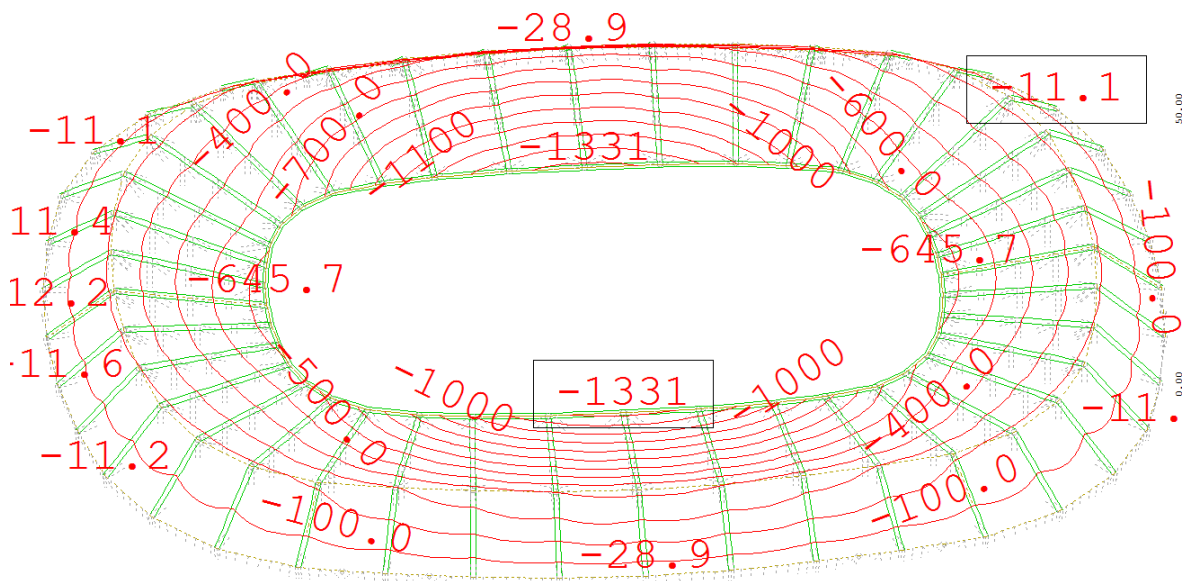
$$\delta_2 = 278 \text{ cm} < \frac{2 \cdot L}{250} = \frac{48500}{125} = 338 \text{ mm}$$

άρα το βέλος λόγω μεταβλητών φορτίων και χρόνιων παραμορφώσεων από μόνιμα βρίσκεται εντός των προβλεπόμενων από τον κανονισμό ορίων.

Θεωρώντας αρχικό αντιβέλος ίσο με $\delta_o = 1000 \text{ cm}$, προκύπτει:

$$\delta_{max} = 1331 - 1000 = 331 < \frac{2 \cdot L}{200} = \frac{48500}{100} = 485 \text{ mm}$$

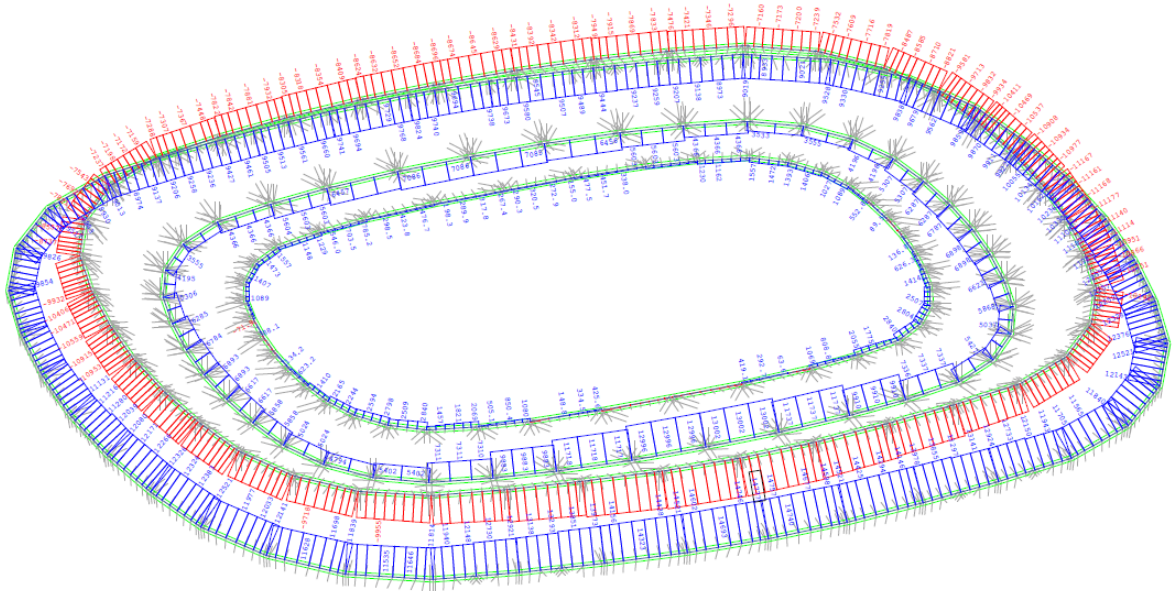
άρα και το μέγιστο συνολικό βέλος ικανοποιεί τις απαιτήσεις του κανονισμού.



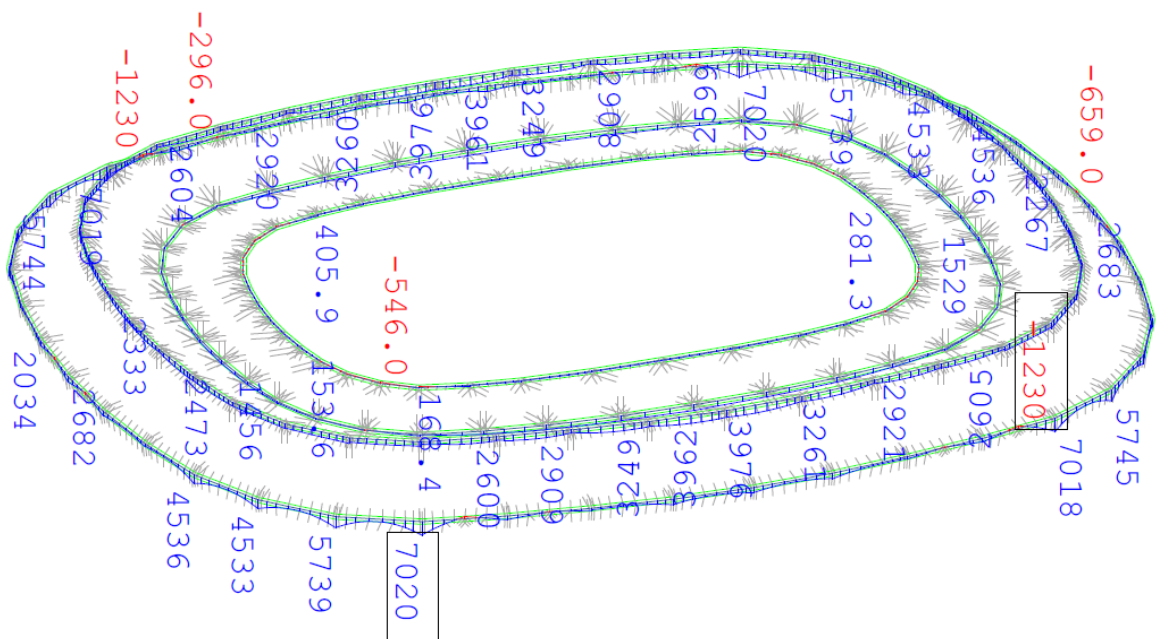
Σχήμα 9.1 Διάγραμμα μεγίστων βελών κάμψης

9.3 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών

Παρατίθενται ενδεικτικά διαγράμματα εντατικών μεγεθών, ώστε να παρουσιαστεί η στατική λειτουργία του φορέα. Αρχικά, δείχνονται διαγράμματα και για τους 4 δακτυλίους.

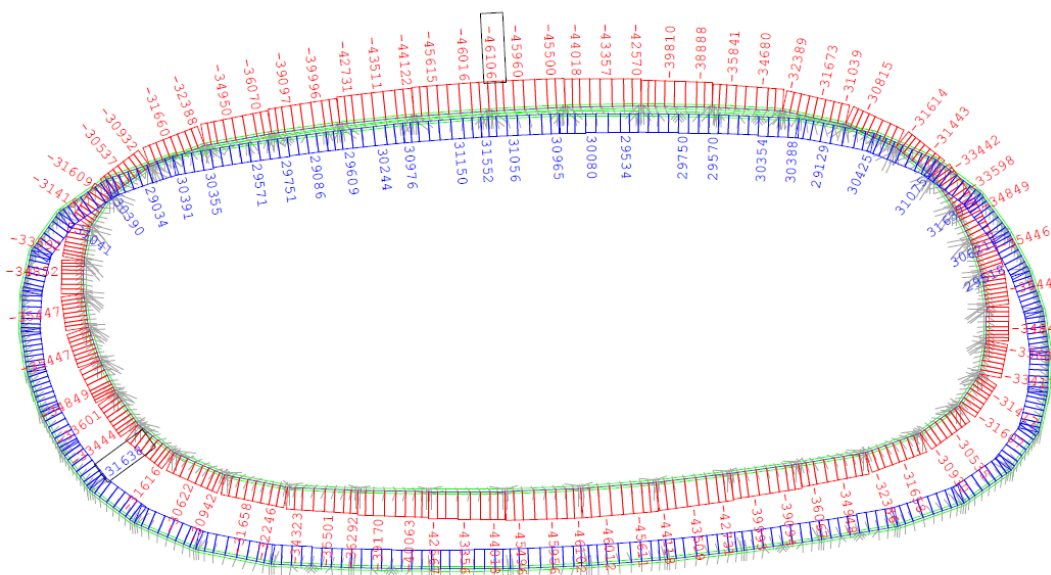


Σχήμα 9.2 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων αξονικών δυνάμεων N_x στους δακτυλίους

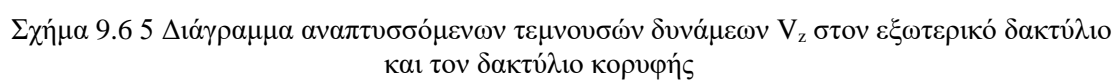
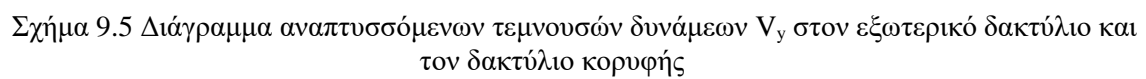


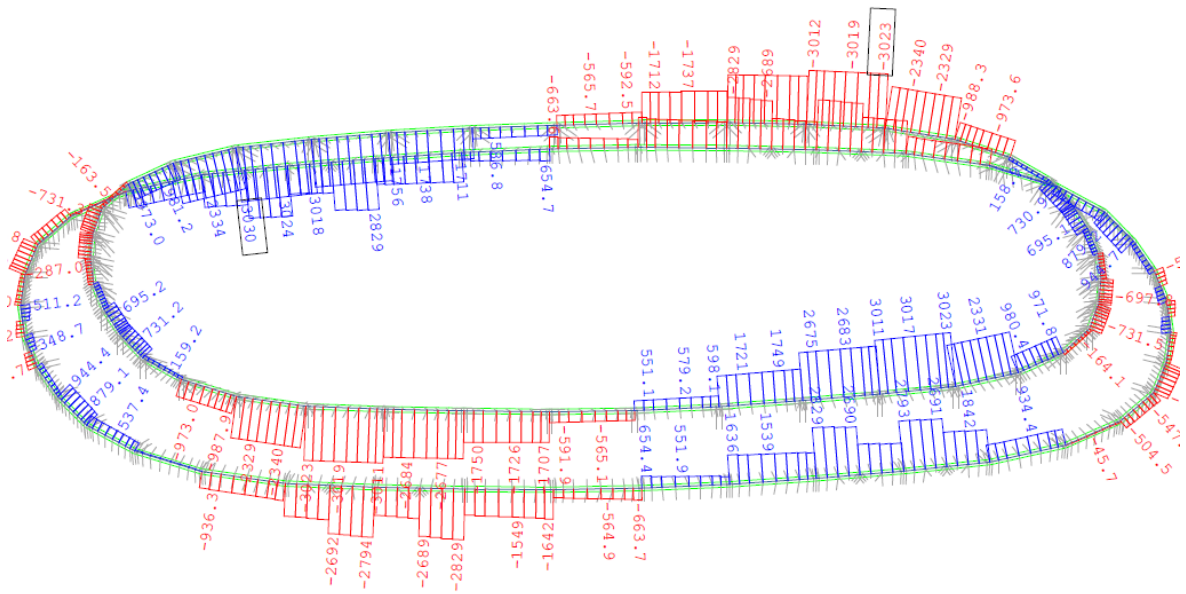
Σχήμα 9.3 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών M_y στους δακτυλίους

Ακολούθως, παρατίθενται για λόγους απλότητας τα διαγράμματα όλων των εντατικών μεγεθών για τον δακτύλιο κορυφής και για τον εξωτερικό. Αναλόγως με τον εξωτερικό συμπεριφέρονται και ο εσωτερικός και ενδιάμεσος δακτύλιος. Η μέγιστη αξονική δύναμη που αναπτύσσεται στον δακτύλιο κορυφής είναι ίση με -46106 kN, ενώ στον εξωτερικό είναι ίση με 31638 kN. Τα αντίστοιχα μεγέθη τεμνουσών δυνάμεων είναι 1348 kN και -1348 kN, καμπτικών ροπών 7520 kNm και για τους δύο και στρεπτικών ροπών -3023 kNm και -2829 kNm. Οι δακτύλιοι λοιπόν, λειτουργούν κυρίως σε θλίψη και εφελκυσμό, παρουσιάζοντας μικρού μεγέθους εντατικά μεγέθη σε τέμνουσες και ροπές.

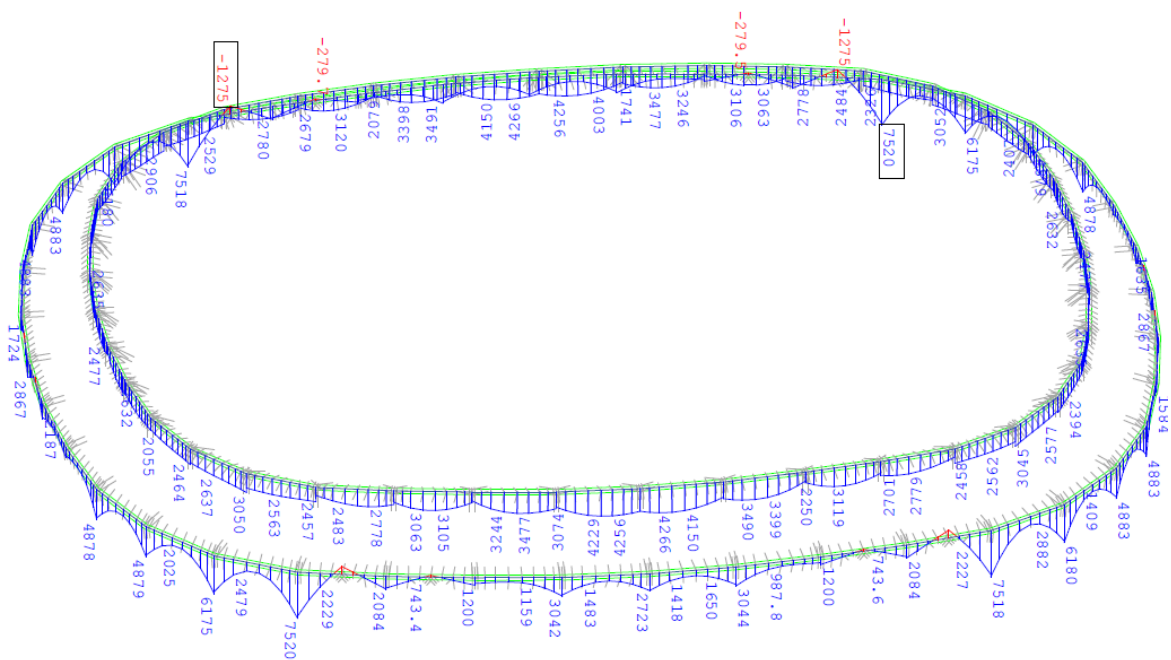


Σχήμα 9.4 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων αξονικών δυνάμεων N_x στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής

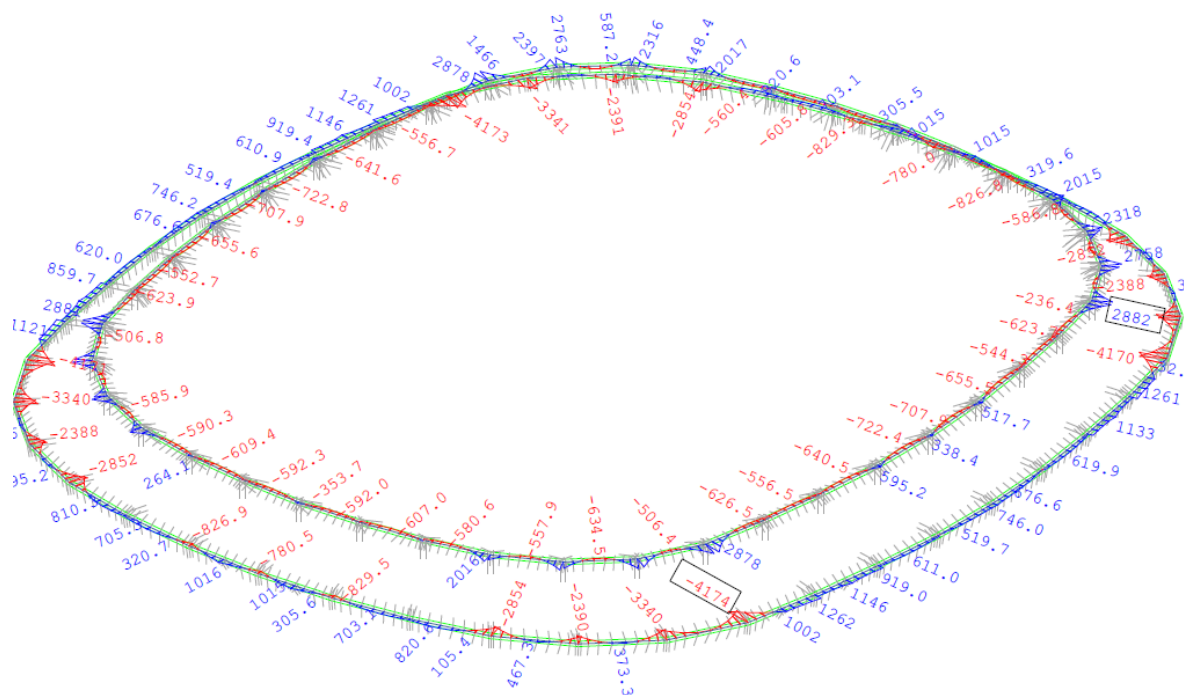




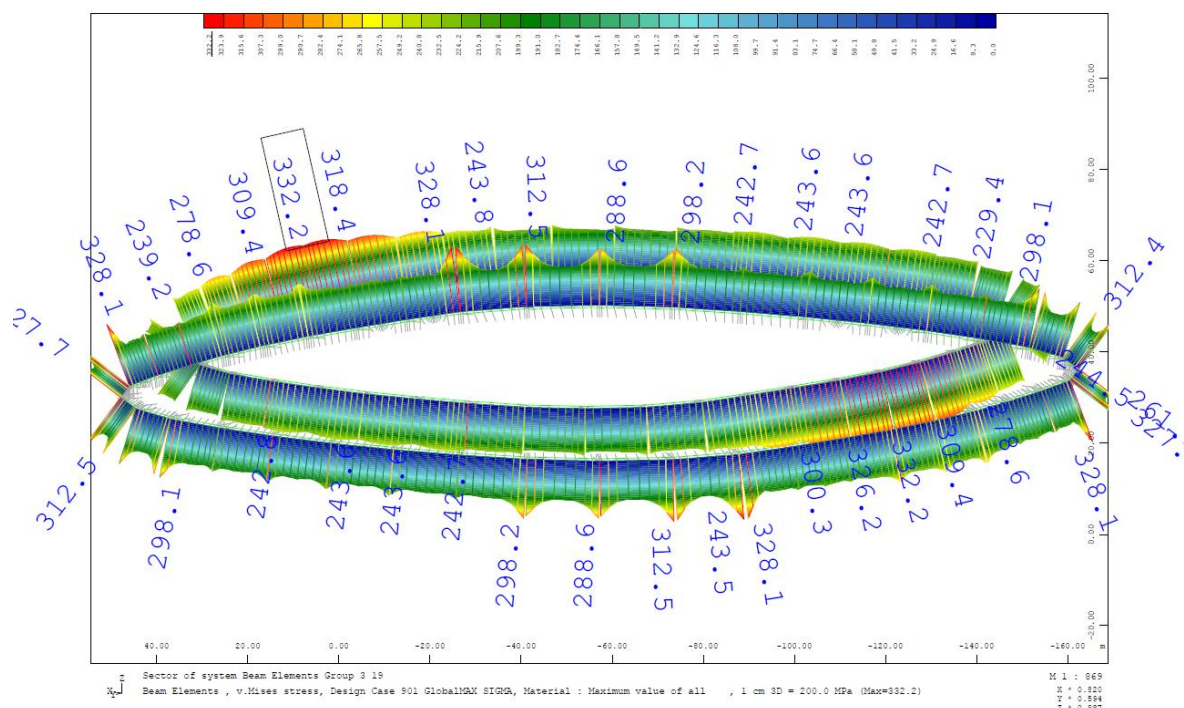
Σχήμα 9.7 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων στρεπτικών ροπών M_i στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής



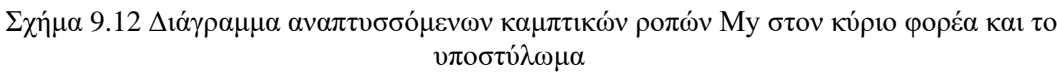
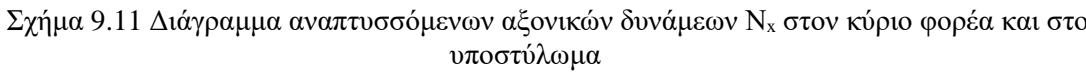
Σχήμα 9.8 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών M_j στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής



Σχήμα 9.9 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών M_z στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής

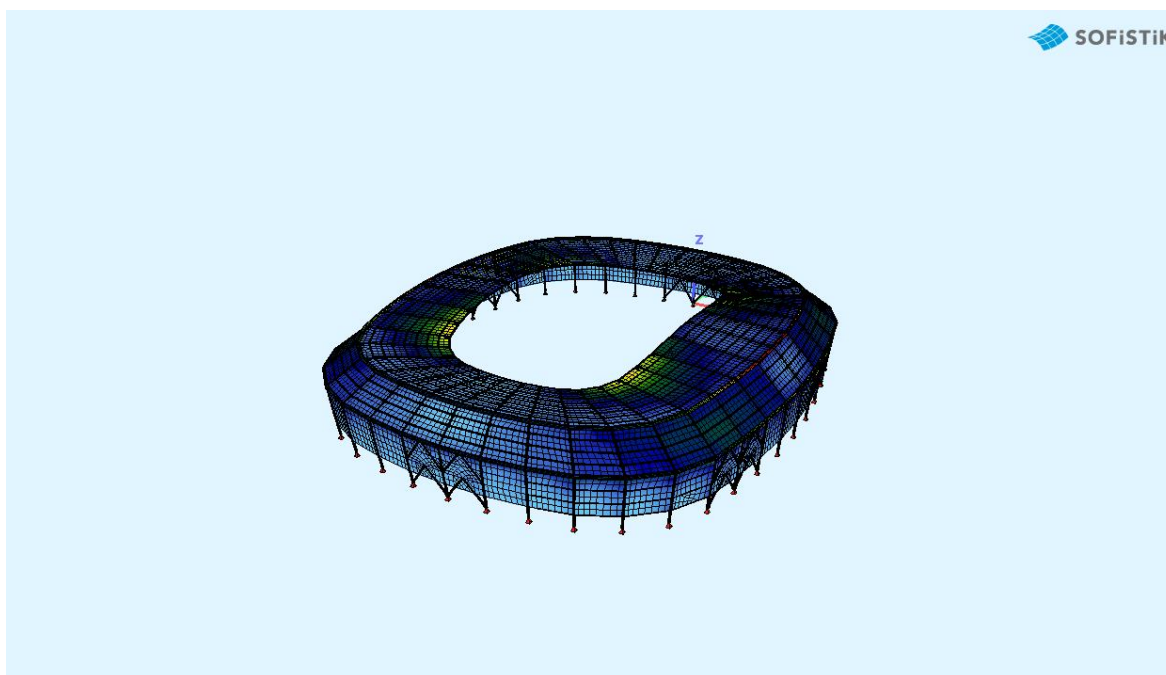


Σχήμα 9.10 Κατανομή ελαστικών τάσεων στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής

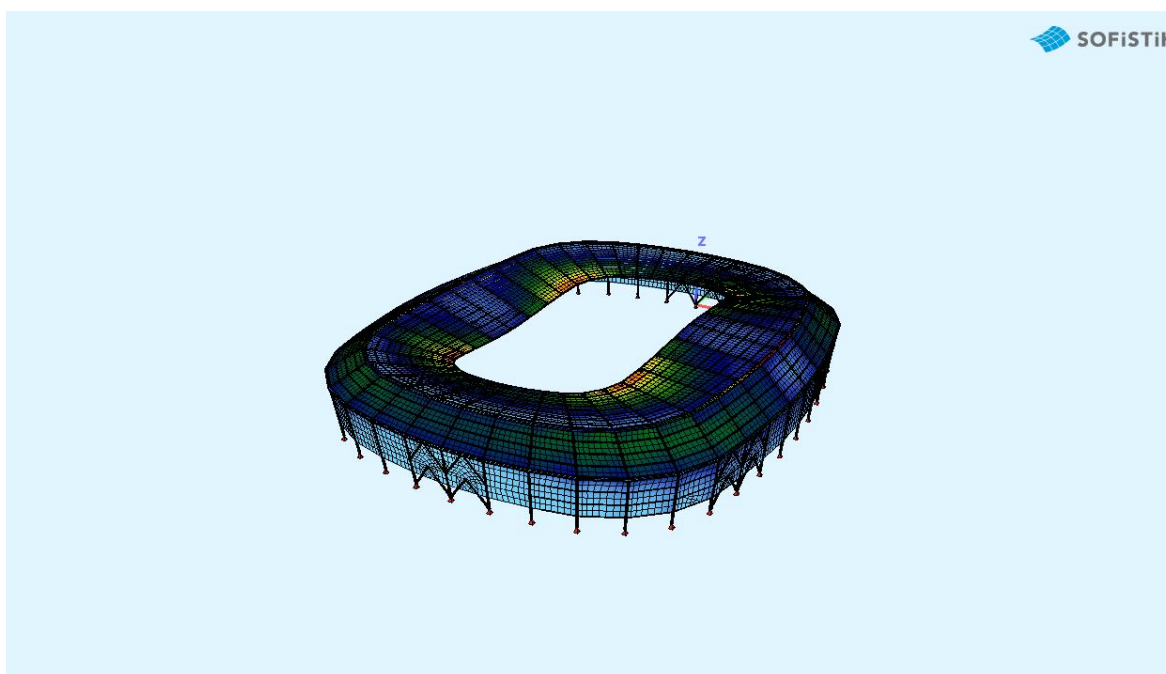


9.4 Ιδιομορφές ταλάντωσης

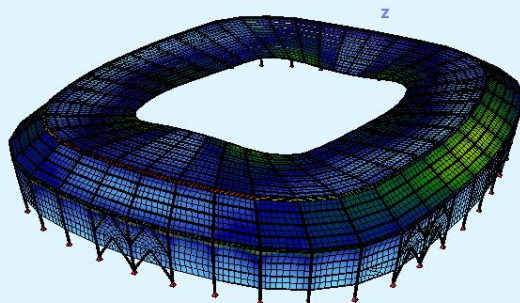
Παρατίθενται ενδεικτικά διάφορες ιδιομορφές τις κατασκευής.



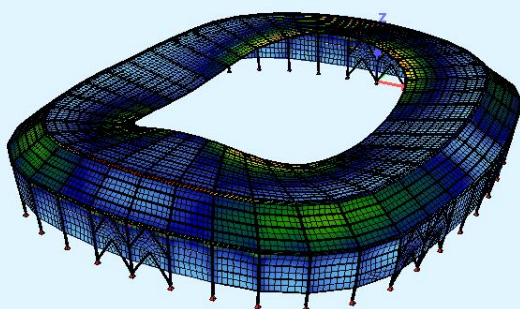
Σχήμα 9.13 1^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=0.700$ Hz)



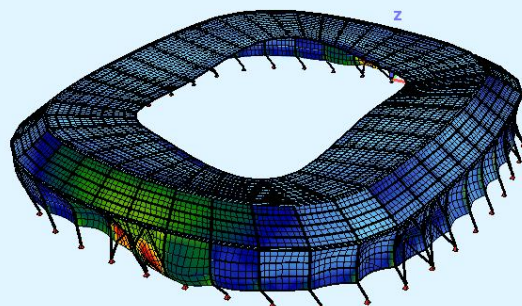
Σχήμα 9.14 2^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=0.707$ Hz)



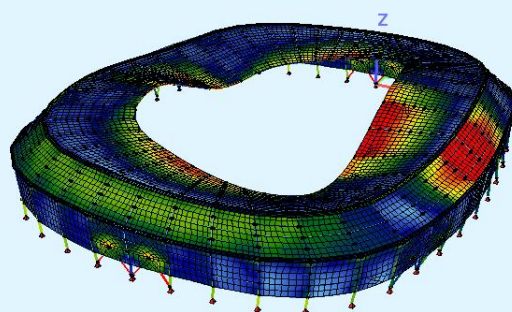
Σχήμα 9.15 3^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=1.028$ Hz)



Σχήμα 9.16 4^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=1.127$ Hz)



Σχήμα 9.17 5^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=1.334$ Hz)



Σχήμα 9.18 6^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=1.365$ Hz)

9.5 Συνολική μάζα

Με την χρήση του *task Summary of Masses* υπολογίζονται οι μάζες κάθε *group* μελών καθώς και η συνολική μάζα της κατασκευής.

Πίνακας 9.2 Συνολική μάζα επιμέρους μελών και μεταλλικής κατασκευής

Μέλος	Μάζα (t)
Υποστύλωμα	262.901
Εξωτερικός δακτύλιος	861.270
Εξωτερικό άνω πέλμα κύριου φορέα	196.579
Εσωτερικό άνω πέλμα κύριου φορέα	399.635
Κάτω πέλμα κύριου φορέα	357.893
Δικτύωμα κύριου φορέα	122.870
Εσωτερικός δακτύλιος	86.908
Ενδιάμεσος δακτύλιος	466.267
Δακτύλιος κορυφής	751.884
Χιαστί σύνδεσμοι	673.806
Σύνδεσμοι Λ	135.095
Τεγίδες	919.435
Μηκίδες	149.214
Σύνολο	5383.761

10 Λεπτομέρειες συνδέσεων

10.1 Εισαγωγή

Μια μεταλλική κατασκευή αποτελείται από επιμέρους προκατασκευασμένα τμήματα, τα οποία μεταφέρονται στο έργο και συνδέονται μεταξύ τους με τον κατάλληλο τρόπο, ώστε να συνδεθεί ο φορέας. Επιπλέον, κάθε προκατασκευασμένο μέλος αποτελείται από άλλα επιμέρους τα οποία συνδέονται επίσης μεταξύ τους. Σκοπός λοιπόν των συνδέσεων είναι αφενός μεν η διαμόρφωση των μελών και των προκατασκευασμένων τμημάτων, αφετέρου δε η αποκατάσταση της συνέχειας των μελών και των επιμέρους τμημάτων.

Ως σύνδεση, λεπτομερέστερα, ορίζεται το σύνολο των φυσικών επιμέρους τμημάτων που συνδέουν μηχανικά τα συνδεόμενα μέλη. Υποτίθεται πως είναι επικεντρωμένη στη θέση όπου εμφανίζεται η αντίστοιχη δράση, δηλαδή στην διεπιφάνεια των συνδεόμενων μελών. Ως κόμβος, υπό την ευρεία έννοια, ορίζεται η θέση αποκατάστασης της συνέχειας.

Ανάλογα με τα εντατικά μεγέθη που αναλαμβάνουν, οι συνδέσεις διακρίνονται σε:

- Απλές συνδέσεις, οι οποίες παραλαμβάνουν και μεταφέρουν μόνο δυνάμεις, επιτρέποντας τις στροφές και δίχως να αναπτύσσουν σημαντικές ροπές.
- Συνδέσεις ροπής, οι οποίες παραλαμβάνουν δυνάμεις και ροπές και χωρίζονται με την σειρά τους σε συνδέσεις πλήρους αντοχής, όπου η ροπή αντοχής των συνδέσεων είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη των συνδεόμενων μελών και σε συνδέσεις μερικής αντοχής, των οποίων η ροπή αντοχής είναι μικρότερη της ροπής αντοχής των συνδεόμενων μελών.

Στην πράξη, τα πλαίσια που σχεδιάζονται με βάση την παραδοχή των αρθρωτών κόμβων, δεν εκμεταλλεύονται την μικρή έστω δυσκαμψία που εμφανίζουν ακόμα και οι απλούστερες των συνδέσεων. Από την άλλη, τα συνεχή πλαίσια με άκαμπτους κόμβους, επιβαρύνονται με το υψηλότερο κόστος των σύνθετων κόμβων, οι οποίοι απαιτούν πολλές φορές ενισχύσεις μέσω νευρώσεων, για να πετύχουν την δυσκαμψία με την οποία σχεδιάστηκαν. Τελικά, κάθε είδος κόμβου παρουσιάζει πεπερασμένη δυσκαμψία και αναλογία μεταξύ της επιβαλλόμενης ροπής και της σχετικής στροφής των συνδεόμενων μελών.

10.2 Κοχλιώσεις

Οι συνδέσεις που προσομοιάστηκαν ως αρθρώσεις σχεδιάστηκαν ως κοχλιωτές, εκτός από αυτές των μελών του δικτύματος με τα πέλματα του κύριου φορέα, οι οποίες είναι συγκολλητές με εσωραφές. Η αποκατάσταση συνέχειας των δακτυλίων και των πελμάτων του κύριου φορέα πραγματοποιήθηκαν με σύνδεση των αναμονών με κοχλίες και δεν απαιτούν ξεχωριστή διαστασιολόγηση. Επιλέγονται συνδέσεις κατηγορίας Α – συνδέσεις άντυγας –, χωρίς προένταση και ποιότητα κοχλίων 8.8. Όλες οι κοχλιώσεις έχουν διαστασιολογηθεί ώστε να ικανοποιείται το κριτήριο ολκιμότητας, δηλαδή η αστοχία σε σύνθλιψη άντυγας της οπής να προηγείται της αστοχίας λόγω διάτμησης του κοχλία.

$$F_{b,Rd} < F_{v,Rd}$$

Η έδραση του υποστυλώματος στο έδαφος πραγματοποιείται με την χρήση πείρου ο οποίος έχει διαστασιολογηθεί κατά *EN 1993-1-8* και δεν είναι αντικαταστάσιμος, διότι θα ήταν υπερβολικά αντισυμβαλλόμενος.

10.3 Συγκολλήσεις

Ως συγκόλληση ορίζεται η ένωση δύο ή περισσότερων μεταλλικών κομματιών με την βοήθεια της θέρμανσης, της πίεσης ή συνδυασμού και των δύο. Οι συγκολλήσεις εξασφαλίζουν την μονολιθικότητα των συνδεόμενων τμημάτων και ανάλογα με την διαμόρφωση των προς σύνδεση επιφανειών, πραγματοποιήθηκαν εσωραφές ή εξωραφές. Ο σχεδιασμός των συγκολλήσεων έγινε κατά *EN 1993-1-1*, αφού όλα τα ελάσματα είχαν πάχος μεγαλύτερο των 4 mm και αντίστοιχα οι κοίλες διατομές μεγαλύτερο των 2.5 mm.

Εσωραφές

Οι εσωραφές προϋποθέτουν προετοιμασία των επιφανειών σύνδεσης και εξασφαλίζουν ομοιόμορφη ροή τάσεων σε αυτές. Χωρίζονται σε μερικής και πλήρους διείσδυσης με τις πρώτες να έχουν πάχος ίσο με αυτό των συνδεόμενων ελασμάτων και τις δεύτερες μικρότερο. Εσωραφές χρησιμοποιήθηκαν για την σύνδεση των πελμάτων του δικτύματος – όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως – και για τις συνδέσεις των πελμάτων του κύριου φορέα τόσο μεταξύ τους όσο και με τους δακτύλιους. Επίσης, με την χρήση εσωραφών προσαρμόζονται στον φορέα τα ελάσματα στα οποία θα προσαρμοστεί ο εξοπλισμός επικάλυψης.

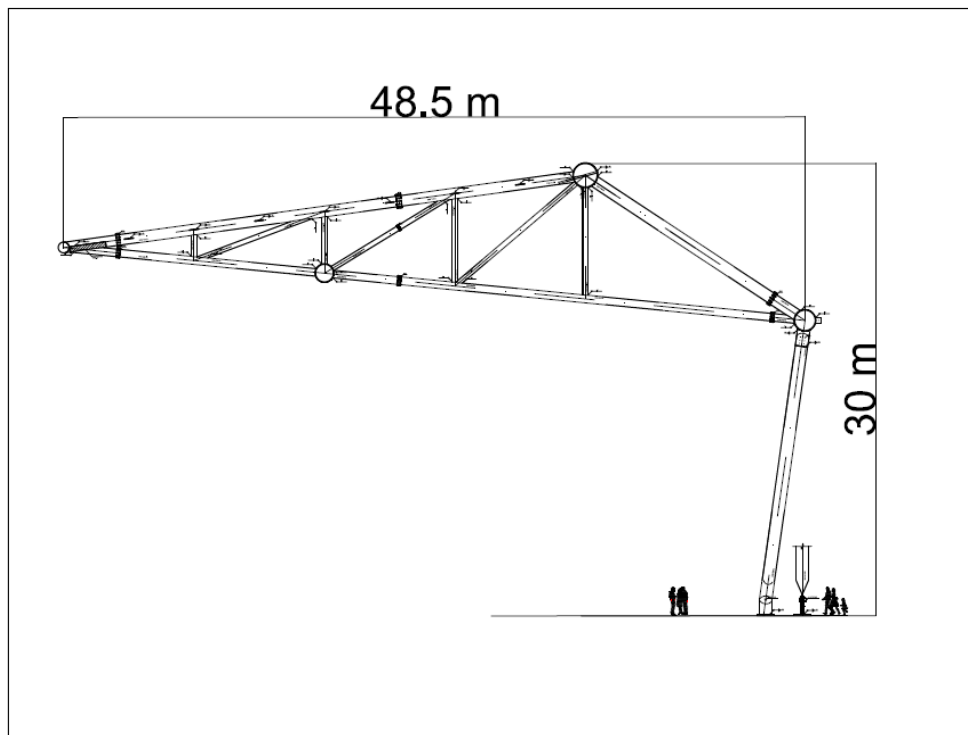
Ο έλεγχος των συγκολλήσεων πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με το κεφάλαιο 7 του *EN 1993-1-8:2005*. Στις περιοχές των κόμβων και μέχρι την αποκατάσταση της συνέχειας οι διατομές του ενδιάμεσου δακτυλίου και του δακτυλίου κορυφής σχεδιάστηκαν μεγαλύτερες από αυτές κατά μήκος, ώστε να ικανοποιείται ο έλεγχος σε διάτρηση των τοιχωμάτων. Ομοίως, οι διατομές του δικτύματος αυξήθηκαν ώστε να ικανοποιούν αυτό τον έλεγχο. Οι τελικές διατομές είναι επαρκείς έναντι αστοχίας του μετώπου σύνδεσης. Επιπλέον, οι ενισχύσεις που τοποθετούνται εφαπτόμενες στον εσωτερικό δακτύλιο και τα υποστυλώματα ελεγχθήκαν με τον ίδιο τρόπο και εξασφαλίζουν την ασφάλεια έναντι διάτρησης των τοιχωμάτων.

Εξωραφές

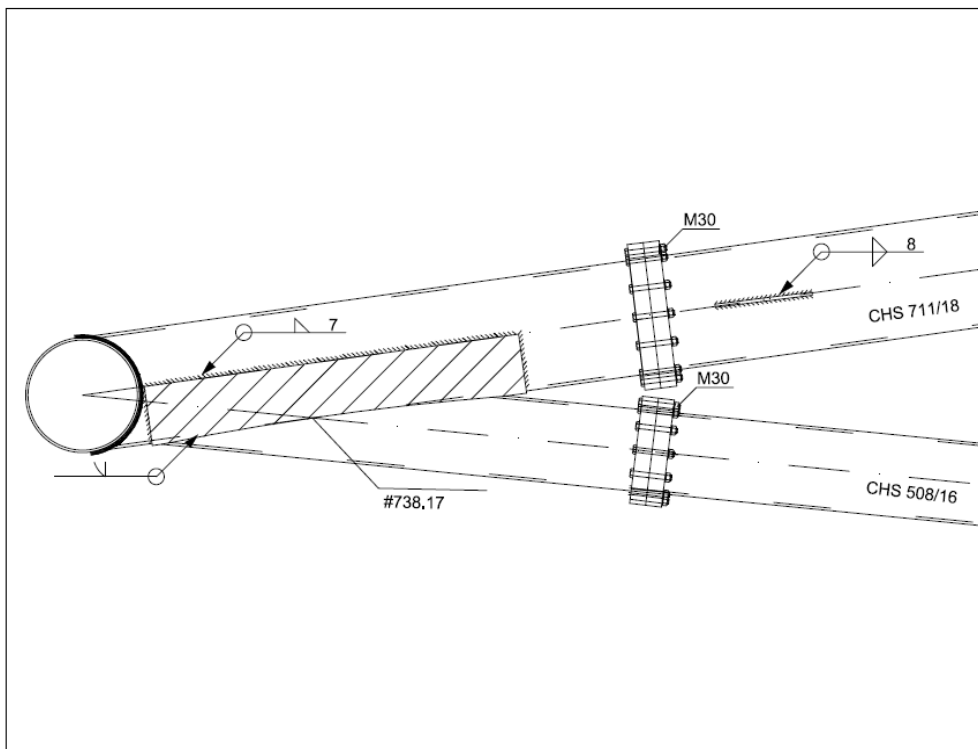
Οι εξωραφές έχουν ενεργό πάχος ίσο με το ύψος του εγγεγραμμένου – όχι απαραίτητως ισοσκελούς – τριγώνου στις επιφάνειες των ελασμάτων που τήκονται και στην επιφάνεια της ραφής, μετρούμενο κάθετα ως προς την εξωτερική πλευρά. Οι συνδέσεις των προεξεχόντων γωνιακών ελασμάτων με τα υπόλοιπα μέλη υλοποιούνται με την χρήση εξωραφών, όπως επίσης και των ελασμάτων που τοποθετούνται στα άκρα των μελών. Η διαστασιολόγηση αυτών έγινε βάσει της απλοποιημένης μεθόδου κατά *EN 1993-1-1:2005*.

Τέλος, τα ελάσματα των συνδέσεων έχουν σχεδιαστεί με κριτήριο την επαρκή αντοχή σε εφελκυσμό έναντι των αξονικών δυνάμεων που μεταφέρουν τα μέλη.

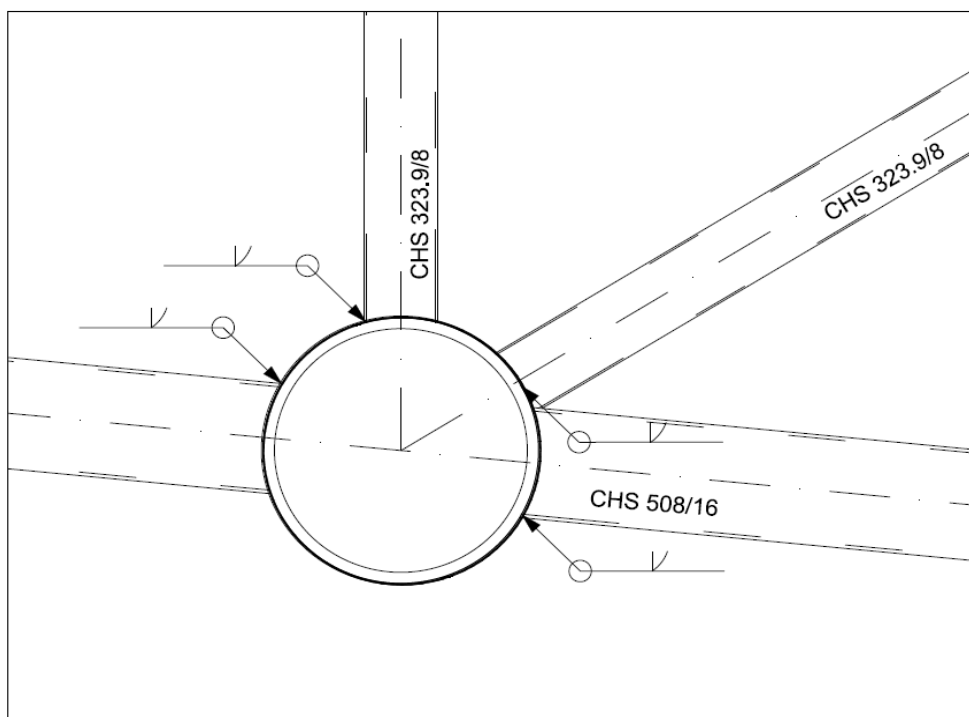
10.4 Λεπτομέρειες συνδέσεων



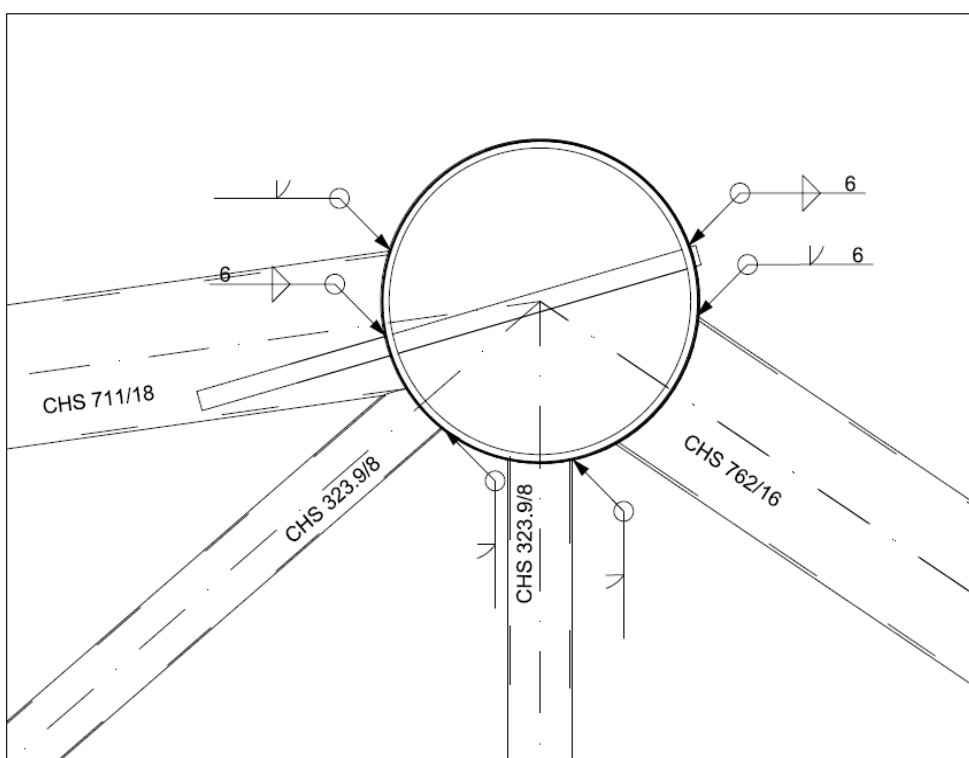
Σχήμα 10.1 Κατακόρυφη τομή μεταξύ φατνωμάτων



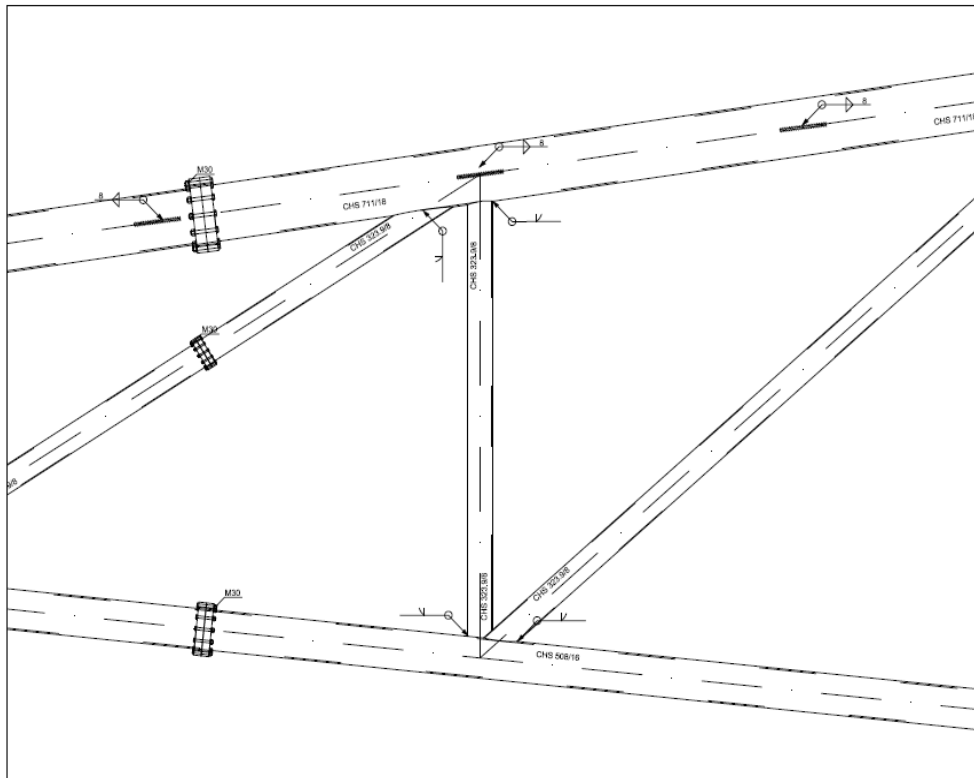
Σχήμα 10.2 Λεπτομέρεια συνδέσεων εσωτερικού δακτυλίου σε κατακόρυφη τομή



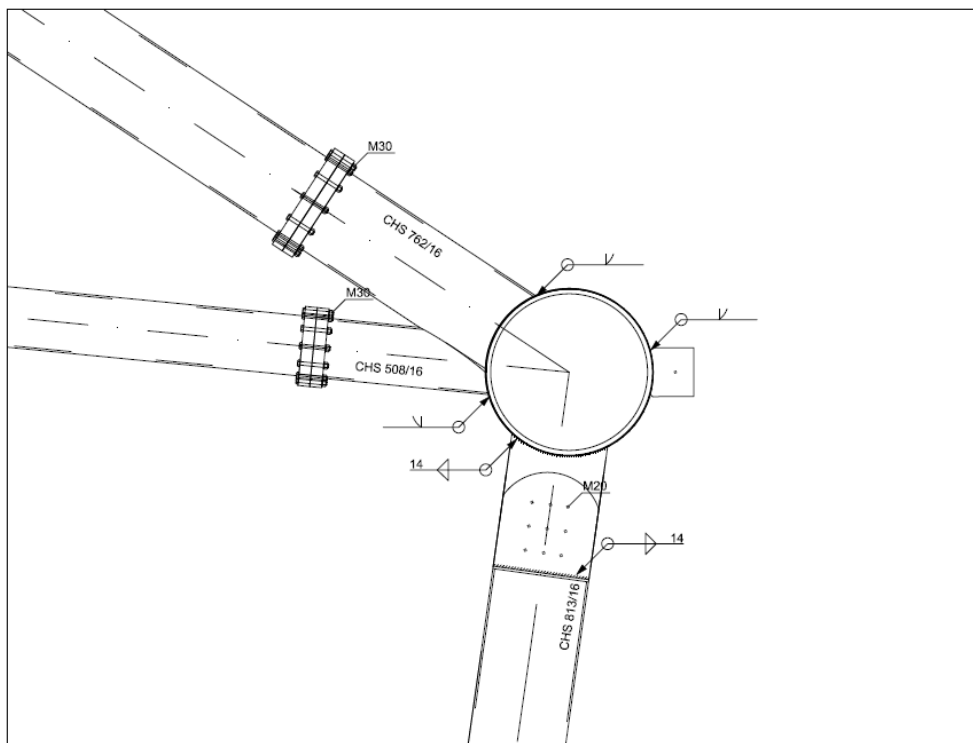
Σχήμα 10.3 Λεπτομέρεια συνδέσεων ενδιάμεσου δακτυλίου σε κατακόρυφη τομή



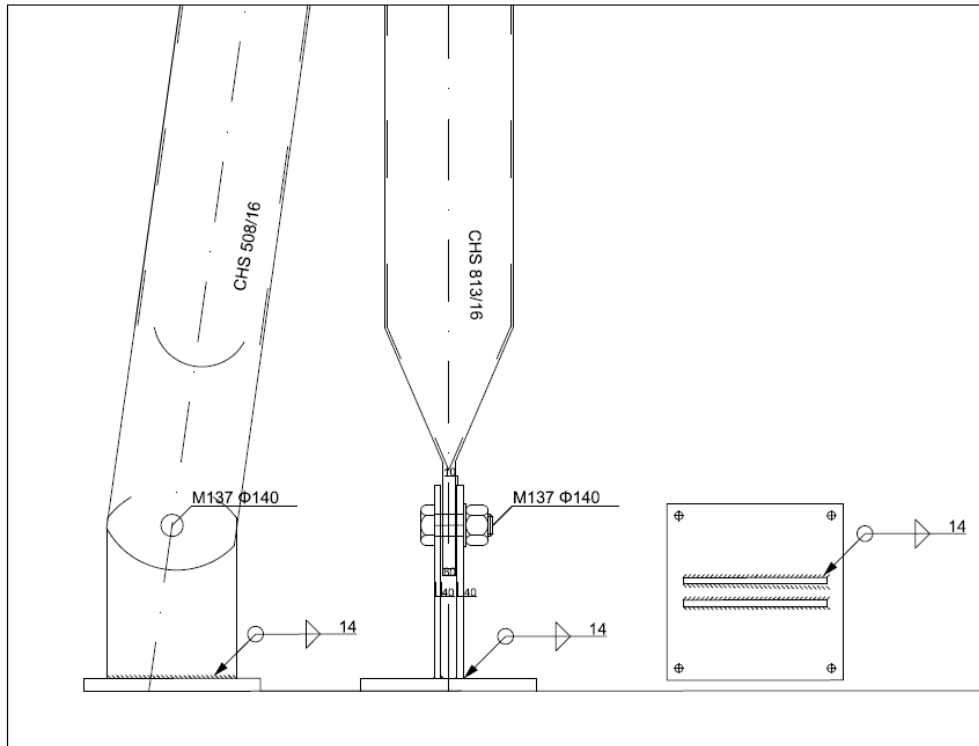
Σχήμα 10.4 Λεπτομέρεια συνδέσεων δακτυλίου κορυφής σε κατακόρυφη τομή



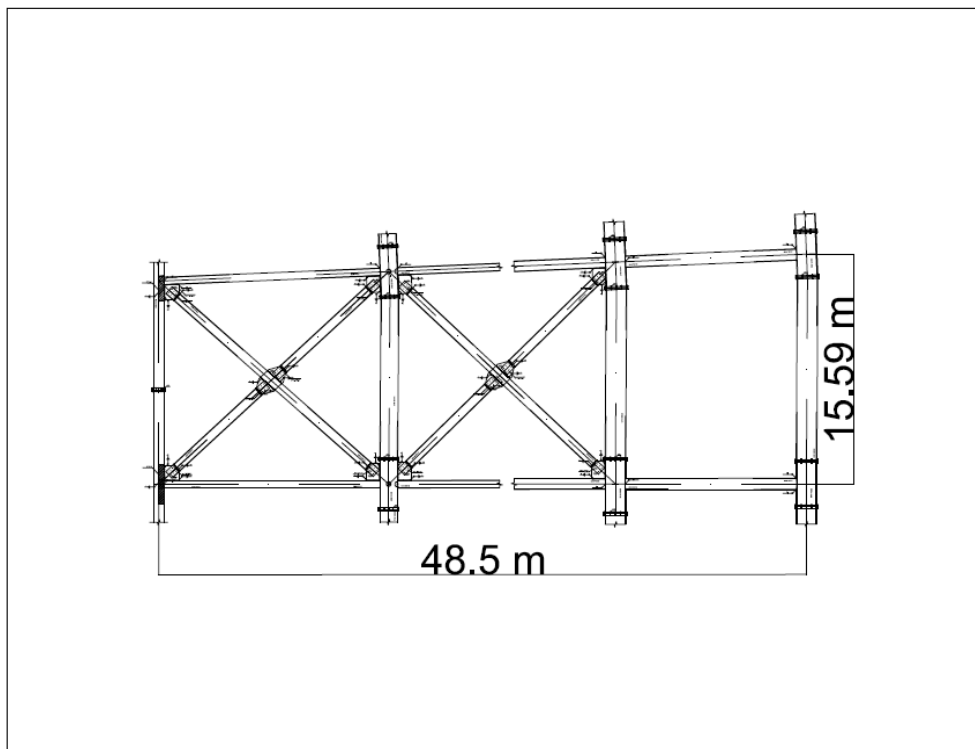
Σχήμα 10.5 Λεπτομέρεια αποκατάστασης συνέχειας κύριου φορέα και συνδέσεων δικτύωματος σε κατακόρυφη τομή



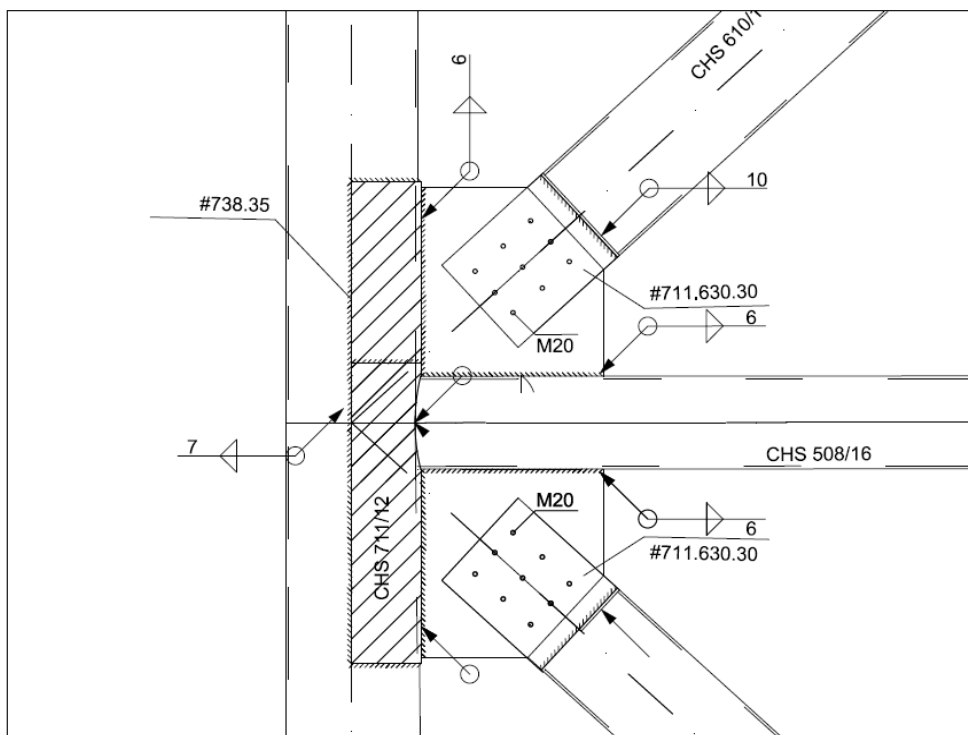
Σχήμα 10.6 Λεπτομέρεια συνδέσεων εξωτερικού δακτυλίου σε κατακόρυφη τομή



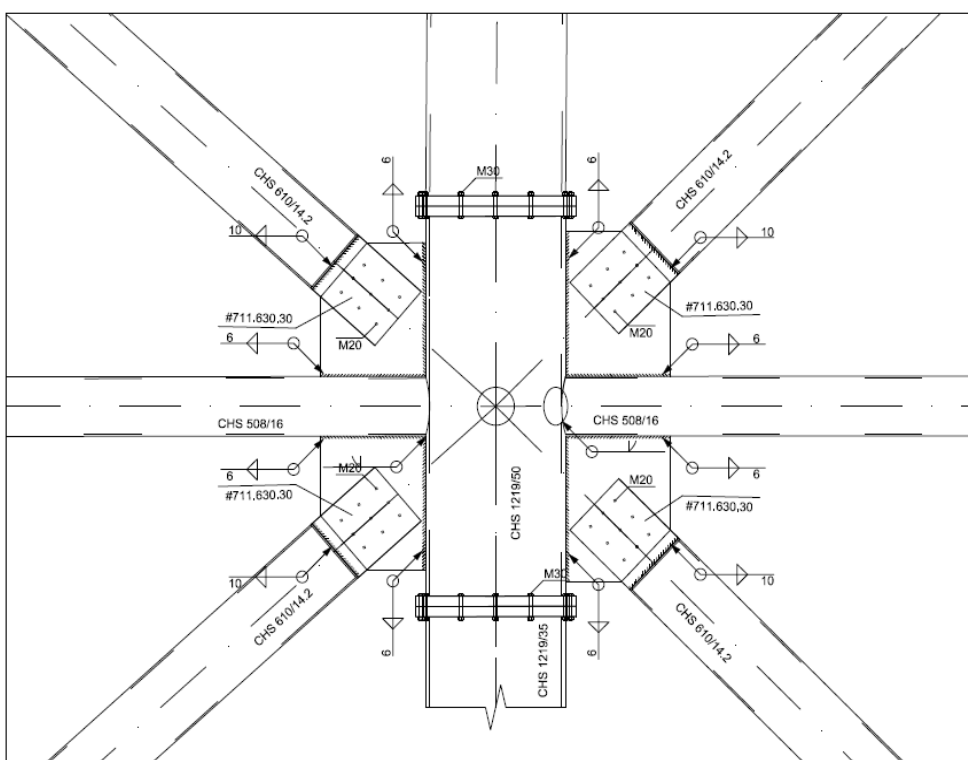
Σχήμα 10.7 Λεπτομέρεια έδρασης υποστυλώματος



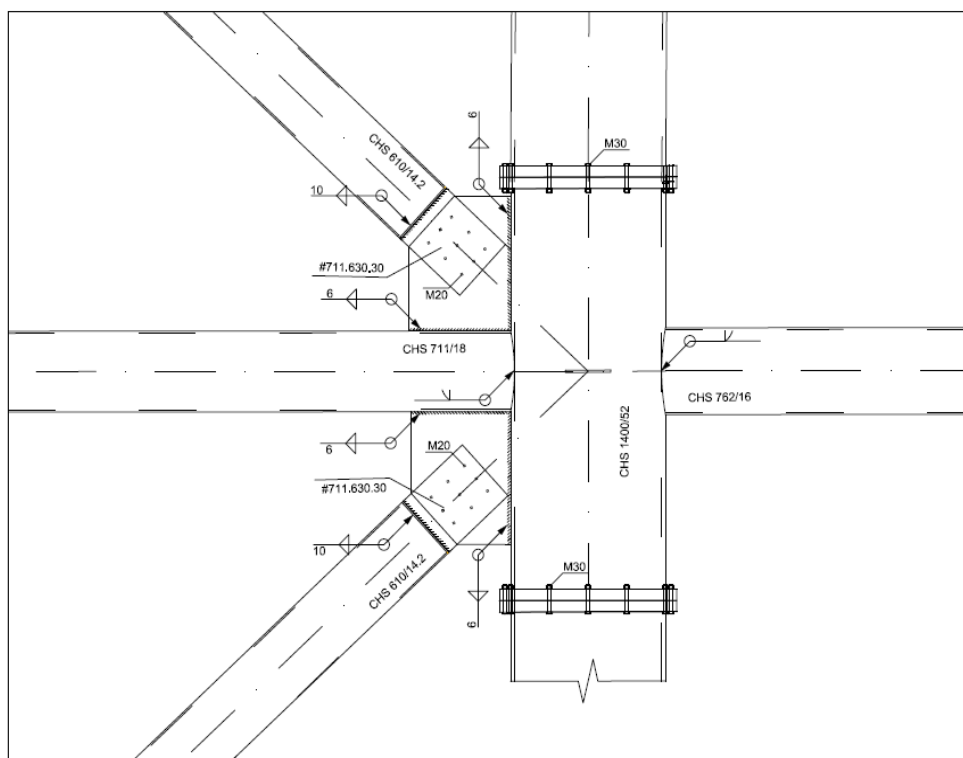
Σχήμα 10.8 Κάτοψη φατνώματος



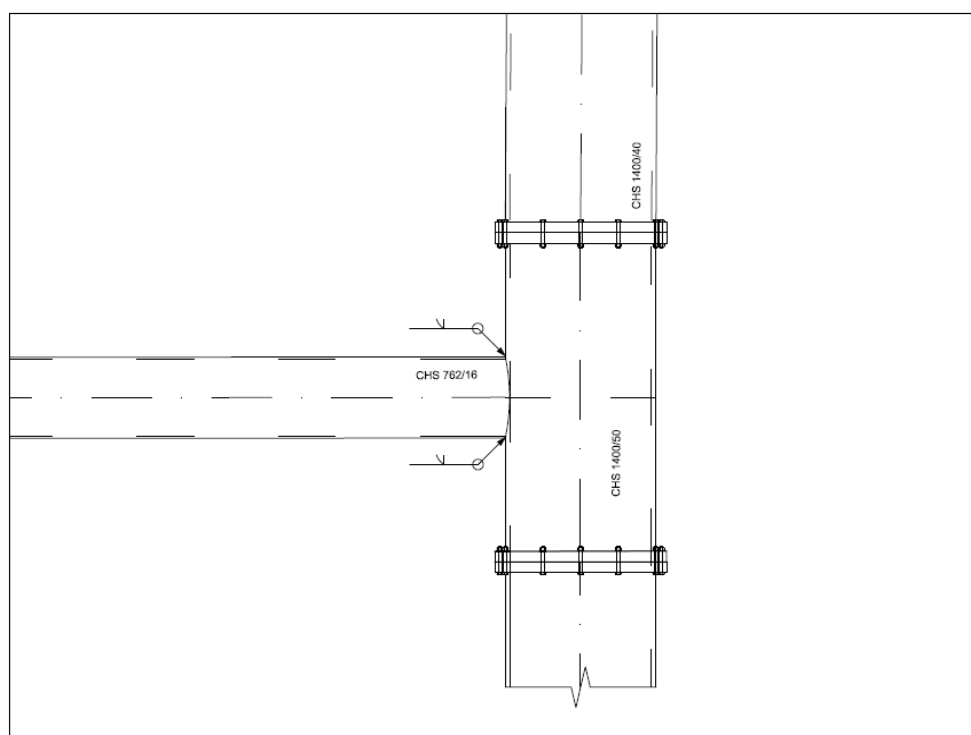
Σχήμα 10.9 Λεπτομέρεια σύνδεσης εσωτερικού δακτυλίου σε κάτοψη



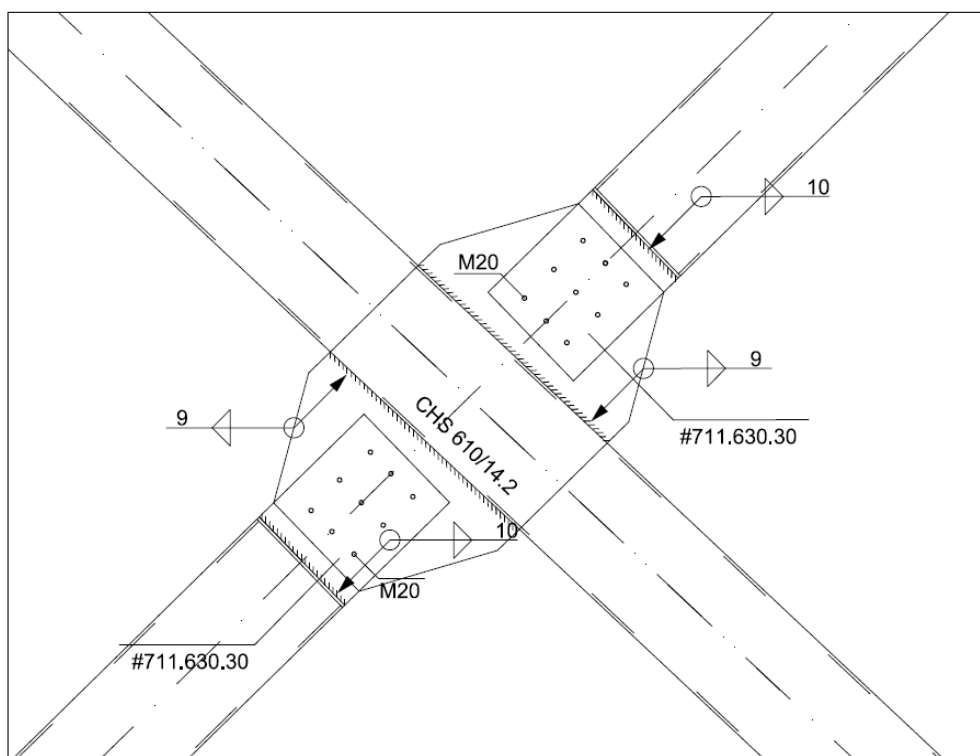
Σχήμα 10.10 Λεπτομέρεια σύνδεσης ενδιάμεσου δακτυλίου σε κάτοψη



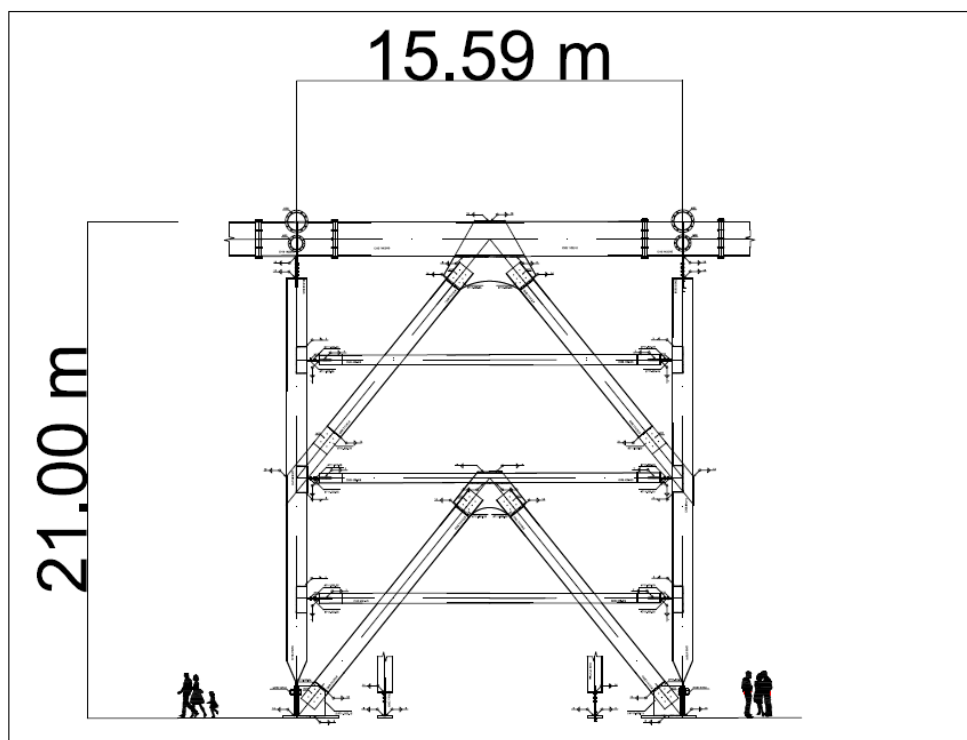
Σχήμα 10.11 Λεπτομέρεια σύνδεσης δακτυλίου κορυφής σε κάτοψη



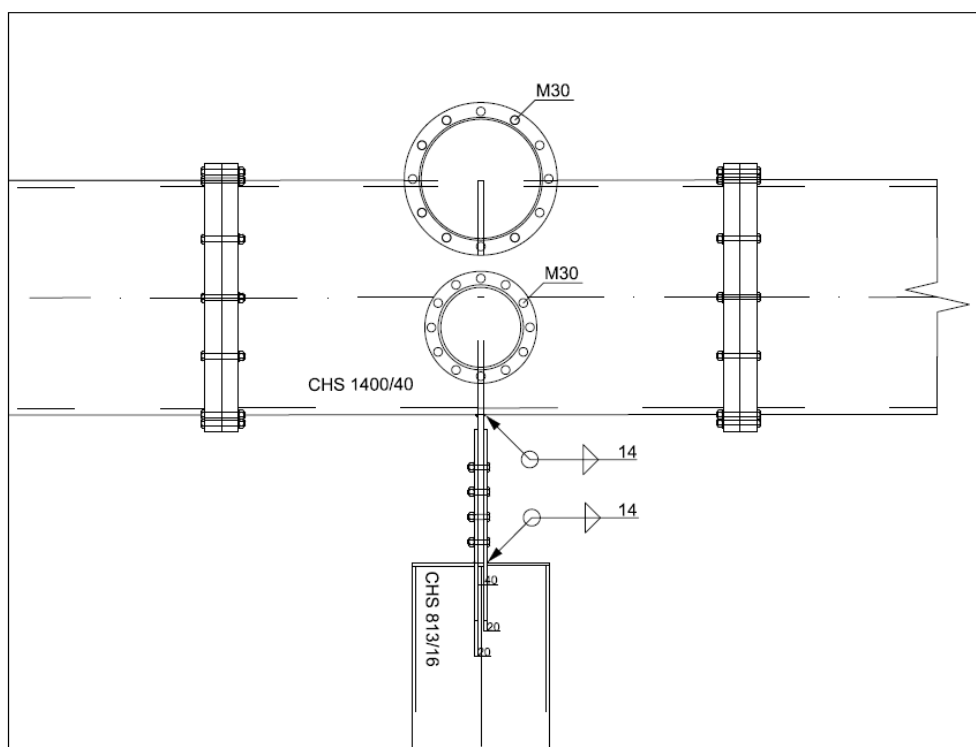
Σχήμα 10.12 Λεπτομέρεια σύνδεσης εξωτερικού δακτυλίου σε κάτοψη



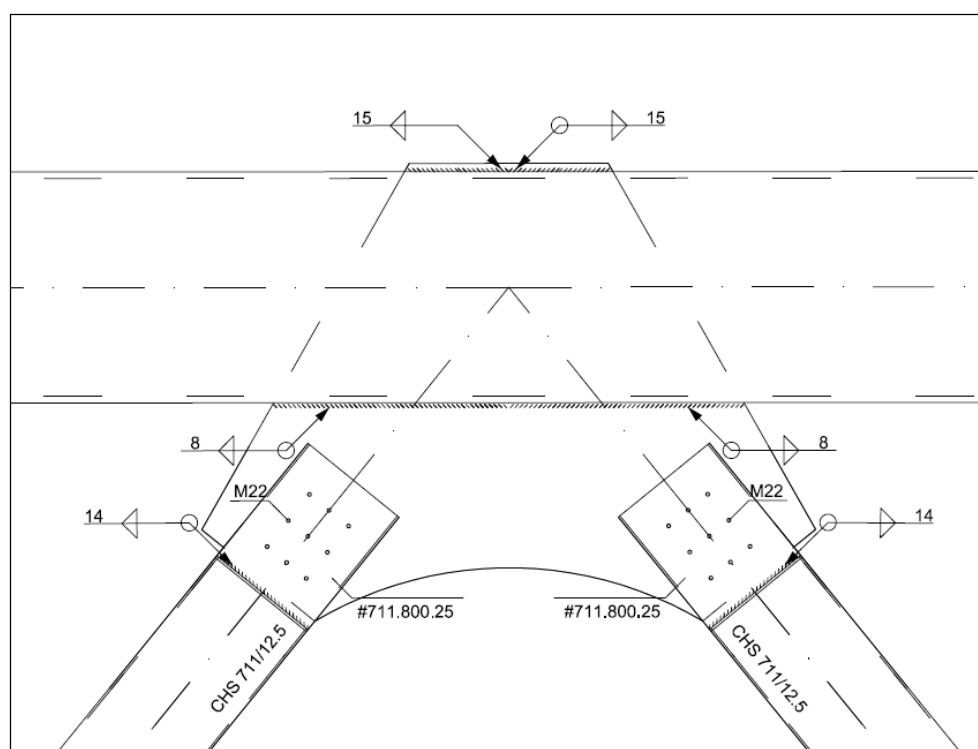
Σχήμα 10.13 Λεπτομέρεια σύνδεσης χιαστί συνδέσμων σε κάτοψη



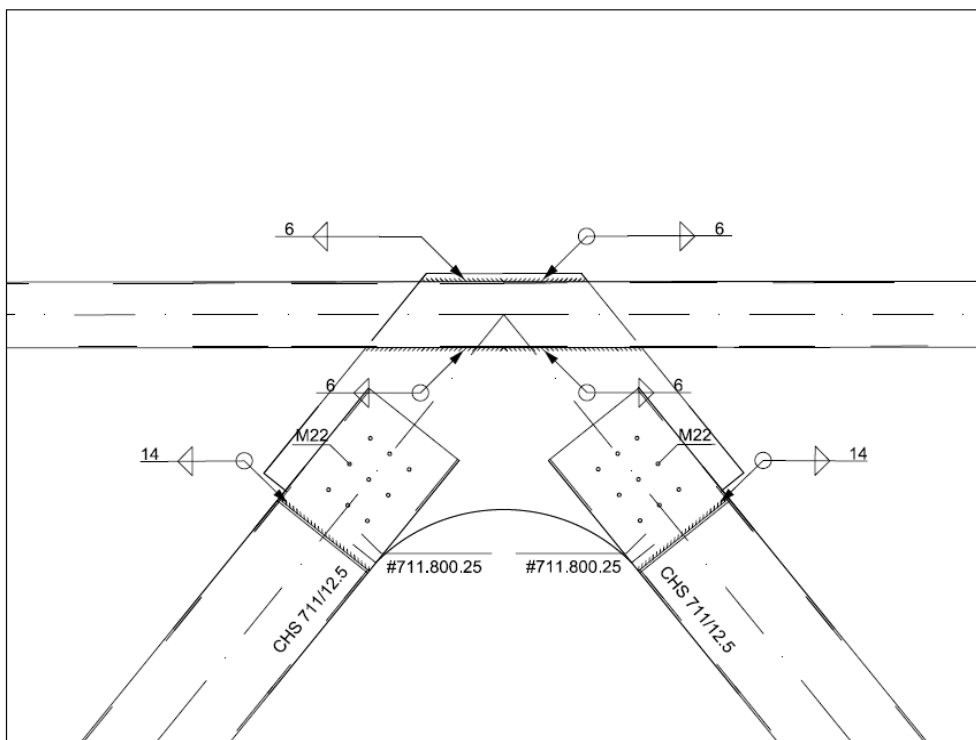
Σχήμα 10.14 Εξωτερική όψη φατνώματος



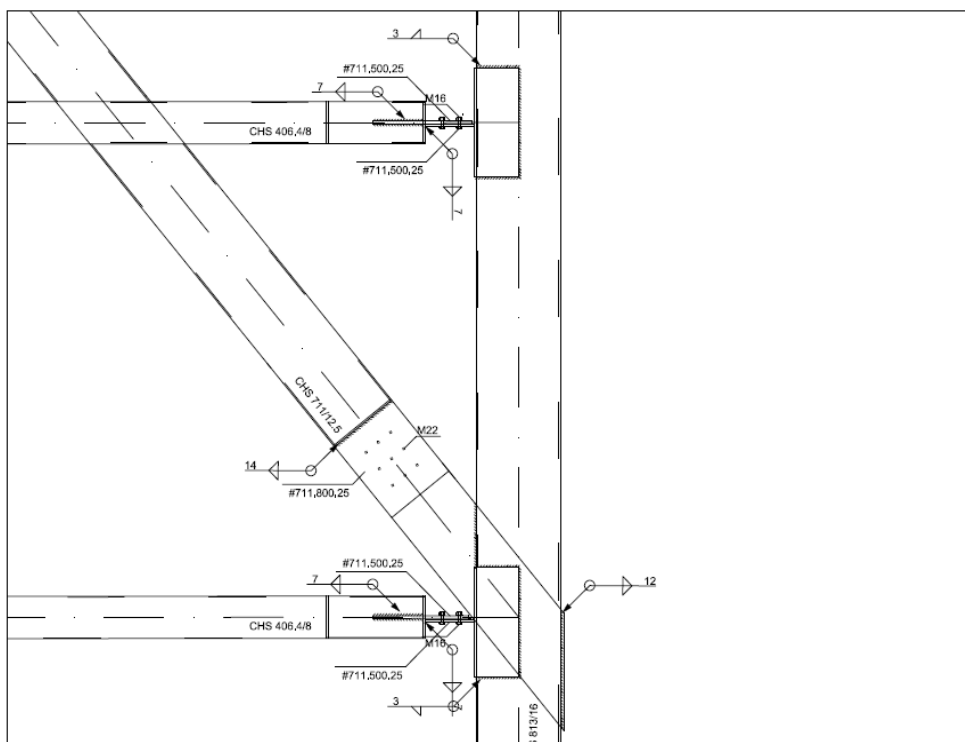
Σχήμα 10.15 Λεπτομέρεια σύνδεσης του εξωτερικού δακτυλίου με το υποστύλωμα



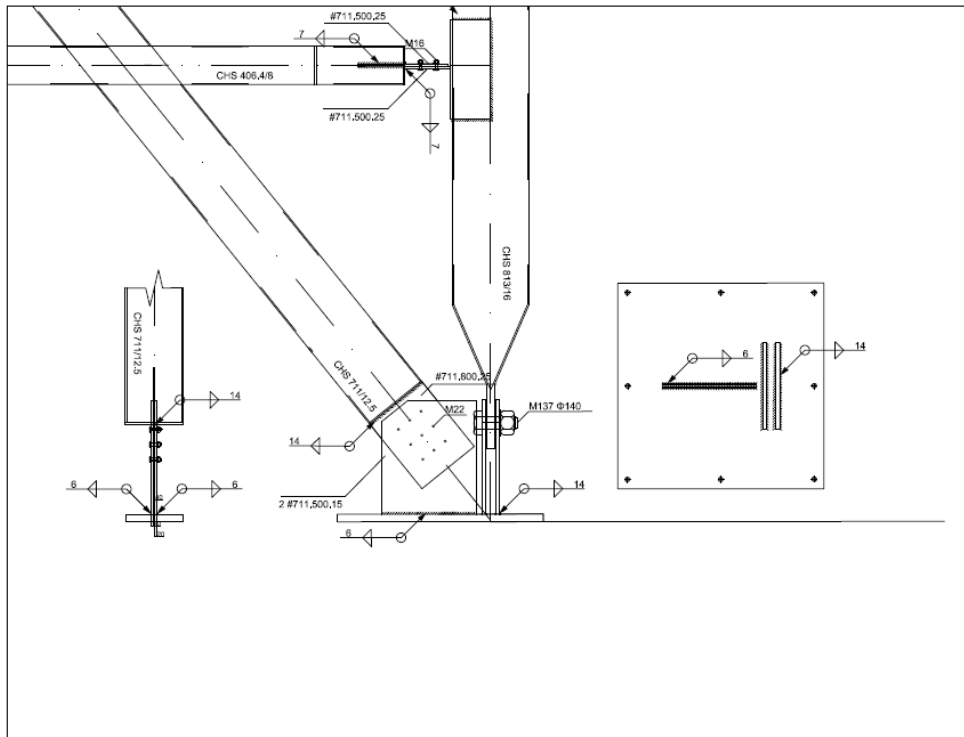
Σχήμα 10.16 Λεπτομέρεια σύνδεσης του εξωτερικού δακτυλίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας



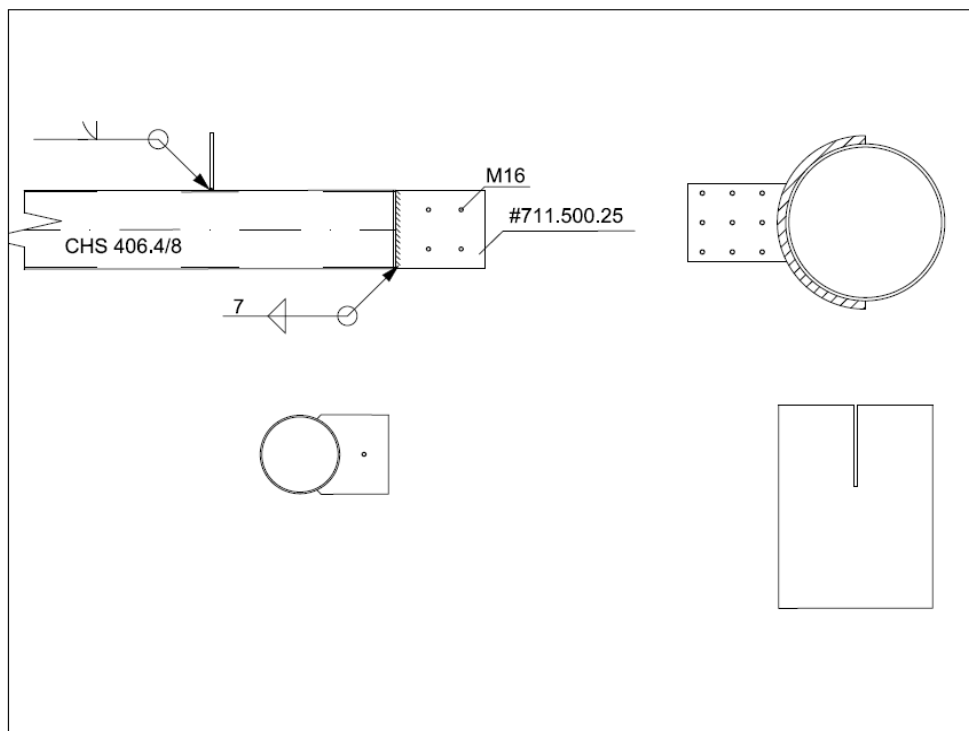
Σχήμα 10.17 Λεπτομέρεια σύνδεσης συνδέσμων δυσκαμψίας με την μηκίδα



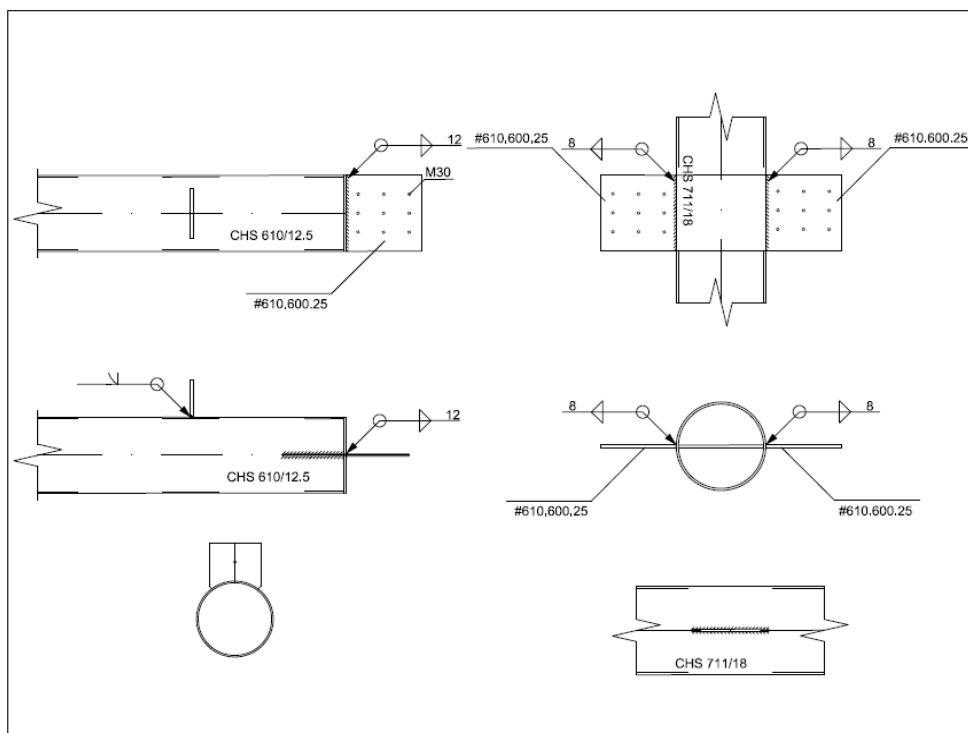
Σχήμα 10.18 Λεπτομέρεια σύνδεσης μηκίδας και συνδέσμου δυσκαμψίας με το υποστύλωμα



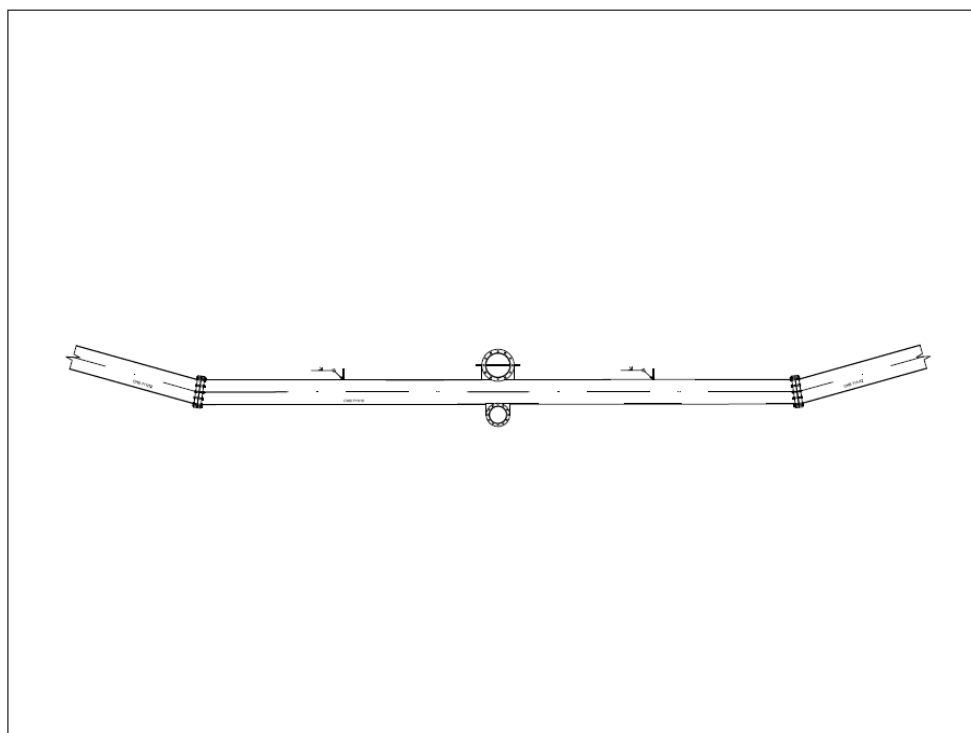
Σχήμα 10.19 Λεπτομέρεια έδρασης υποστύλωματος και συνδέσμου δυσκαμψίας



Σχήμα 10.20 Λεπτομέρειες σύνδεσης μηκίδας με το υποστύλωμα



Σχήμα 10.21 Λεπτομέρειες σύνδεσης τεγίδας με το άνω εσωτερικό πέλμα του κύριου φορέα



Σχήμα 10.22 Λεπτομέρεια αποκατάστασης συνέχειας εσωτερικού δακτυλίου

11 Διαδικασία ανέγερσης

11.1 Εισαγωγή

Η διαδικασία ανέγερσης επηρεάζει την επιλογή του τύπου των συνδέσεων. Η κατάστρωση της πορείας ανέγερσης της κατασκευής προηγείται της επιλογής του τρόπου σύνδεσης των μελών. Βασική αρχή που λήφθηκε υπόψη, αποτελεί η αποφυγή διενέργειας συγκολλήσεων στον χώρο του εργοταξίου, καθώς το έργο βρίσκεται σε αστικό περιβάλλον. Τα προς μεταφορά τεμάχια είναι τα μεμονωμένα μέλη, τα επιμέρους τμήματα των συνδέσεων και τα μέλη των ικριωμάτων. Η μεταφορά τους πραγματοποιείται με την χρήση 3-αξονικών τηλεσκοπικών πλατφόρμων. Η ανύψωση των τεμαχίων στην θέση συναρμολόγησης πραγματοποιείται τόσο με πυργοειδείς περιστρεφόμενους γερανούς, ανυψωτικής ικανότητας 6.0 t στα 20 m, οι οποίοι τοποθετούνται περιμετρικά του σταδίου, όσο και με τηλεσκοπικούς αυτοκινούμενους γερανούς ανυψωτικής ικανότητας 200 t.

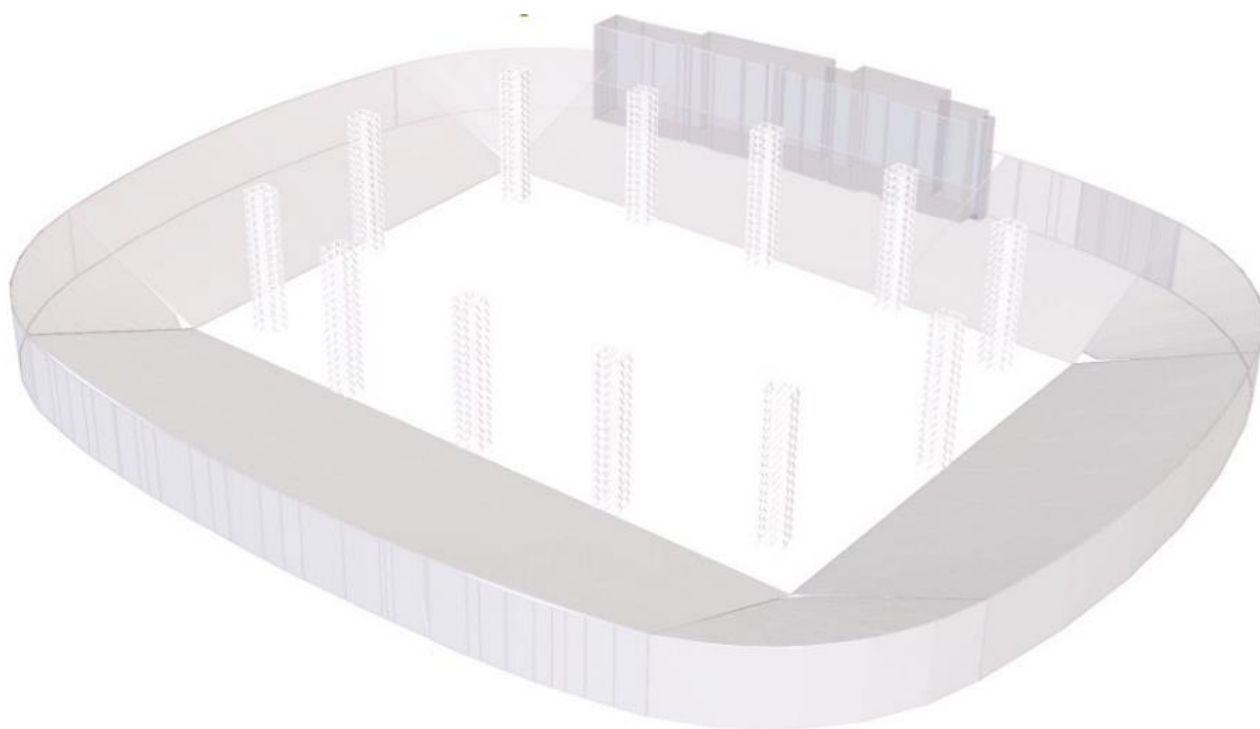
11.2 Περιγραφή διαδικασίας

Αρχικά, ελέγχονται οι περιβαλλοντικές και κλιματολογικές συνθήκες που αναμένονται κατά την περίοδο ανέγερσης του έργου. Παράλληλα, εξασφαλίζονται οι θέσεις εκφόρτωσης και αποθήκευσης των τεμαχίων και η γενική πρόσβαση στο έργο, οι οποίες θα βρίσκονται στην βόρειο-ανατολική πλευρά. Προετοιμάζονται οι βάσεις των υποστυλωμάτων ώστε να υποδεχθούν την μεταλλική κατασκευή. Στη συνέχεια, ανυψώνονται δώδεκα βοηθητικοί πύργοι ύψους 26.5 m, περιμετρικά του αγωνιστικού χώρου, στους οποίους θα στηριχθεί κατά την ανέγερση ο εσωτερικός δακτύλιος και από τους οποίους θα αναρτηθούν τα περιμετρικά στοιχεία της κατασκευής, εξασφαλίζοντας με αυτόν τον τρόπο την ευστάθεια του φορέα σε όλες τις φάσεις κατασκευής.

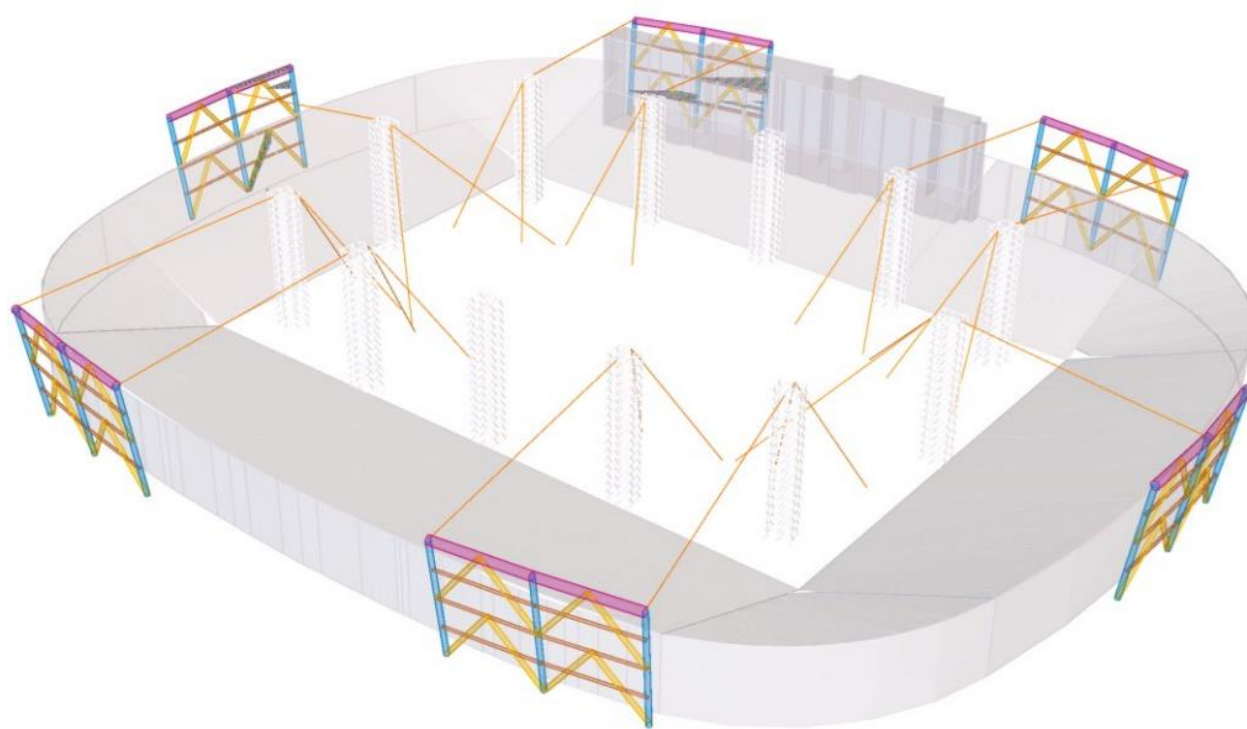
Η ανέγερση θα βασιστεί σε έξι σταθερά σημεία περιμετρικά του σταδίου. Τα σημεία αυτά αποτελούν τα φατνώματα τα οποία περιλαμβάνουν τους συνδέσμους δυσκαμψίας και είναι τα πρώτα που ανεγείρονται. Λόγω της ύπαρξης πείρου στην βάση των υποστυλωμάτων, υπάρχει ελευθερία στροφής. Πραγματοποιείται επομένως αγκύρωση των φατνωμάτων αυτών από τους βοηθητικούς πύργους, οι οποίοι με την σειρά τους ακυρώνονται στο έδαφος ώστε να εξασφαλίζεται η ισορροπία τους.

Στην συνέχεια, τοποθετούνται τα υποστυλώματα και οι εξωτερικοί δακτύλιοι που βρίσκονται ενδιάμεσα των σταθερών σημείων. Παράλληλα, κατασκευάζονται τμήματα του εσωτερικού δακτυλίου και ανεγείρονται στην κορυφή των βοηθητικών πύργων. Το ύψος κατασκευής των εσωτερικών δακτυλίων είναι στα 26.5 m, το οποίο με την επιβολή των μόνιμων και των πρόσθετων μόνιμων φορτίων θα πέσει στα 25.5 m. Πραγματοποιούνται οι συνδέσεις των επιμέρους μελών των κυρίων φορέων, οι οποίοι ανεγείρονται και συνδέονται στους αντίστοιχους κόμβους του εσωτερικού και του εξωτερικού δακτυλίου. Έπειτα, συνδέονται τα μέλη του ενδιάμεσου δακτυλίου, του δακτυλίου κορυφής και των χιαστί συνδέσμων δυσκαμψίας. Το φάτνωμα έχει αποκτήσει πια επαρκή ευστάθεια ώστε να τοποθετηθούν οι επόμενοι κύριοι φορείς, ενώ παράλληλα προσαρμόζονται στον φορέα οι τεγίδες και οι μηκίδες. Η έναρξη της διαδικασίας ανέγερσης των κύριων φορέων ξεκινά από τις δύο μικρές πλευρές του σταδίου και ολοκληρώνεται στις δύο μεγάλες.

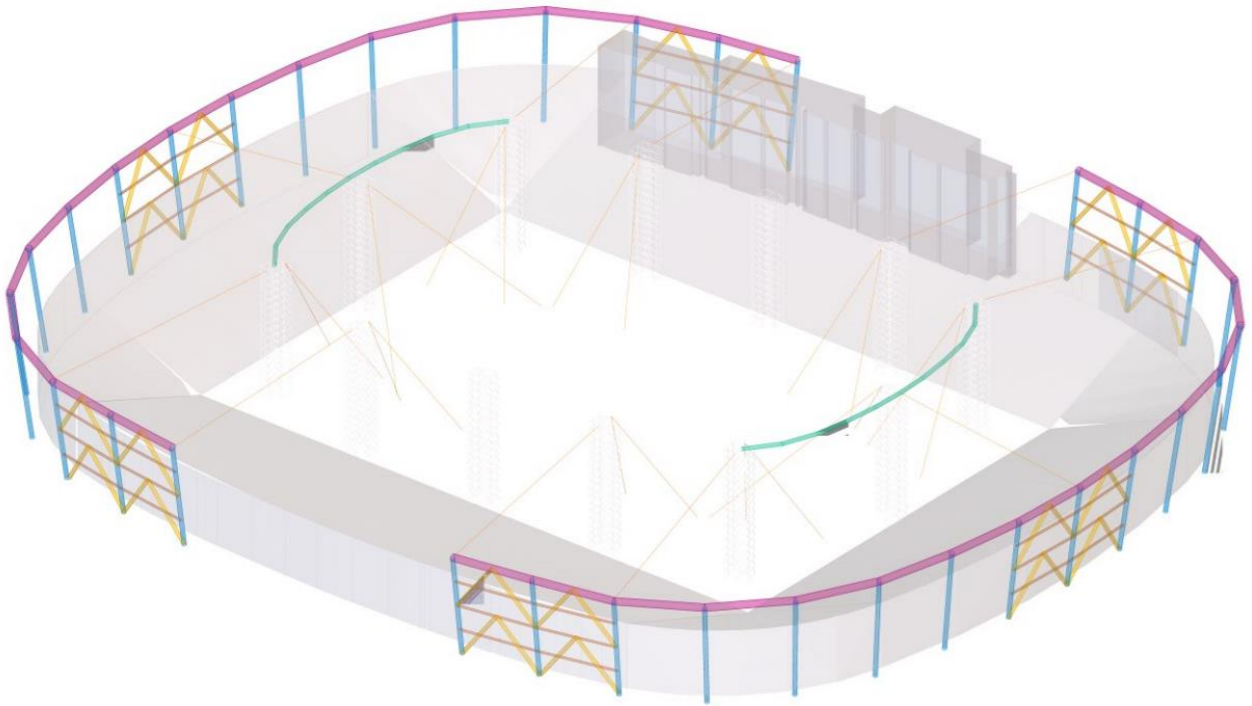
11.3 Σχηματική αναπαράσταση



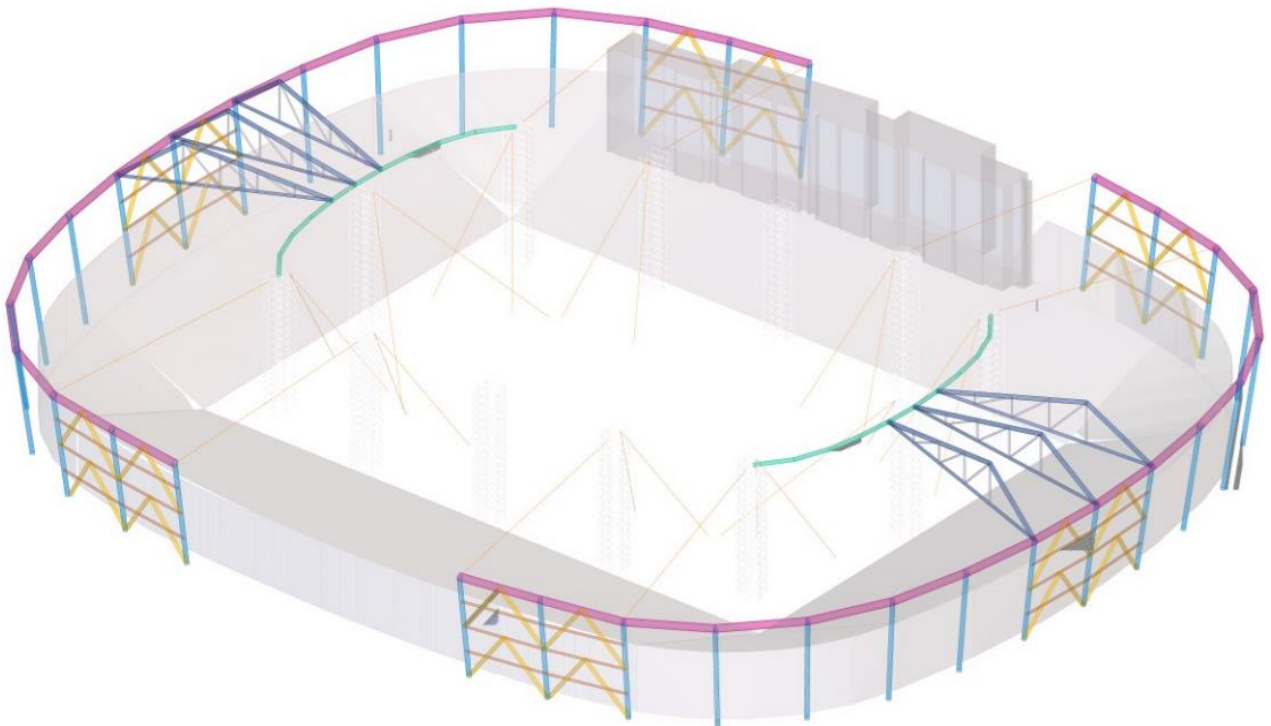
Σχήμα 11.1 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 0



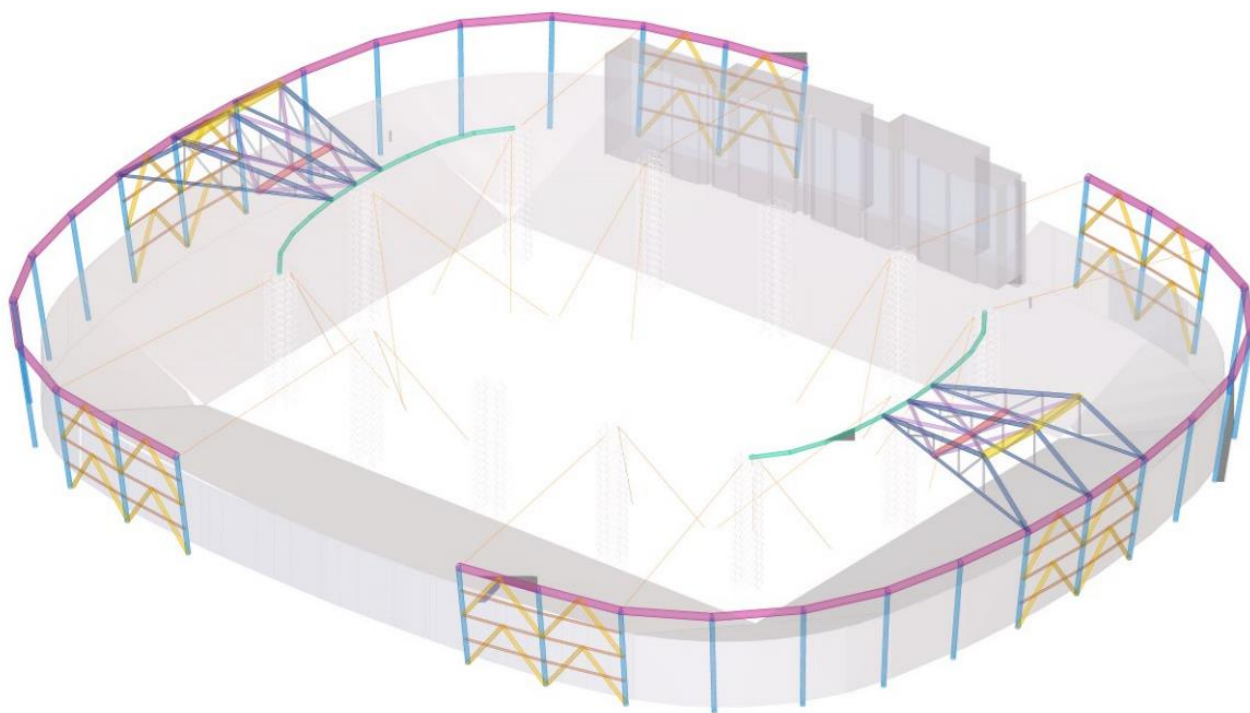
Σχήμα 11.2 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 1



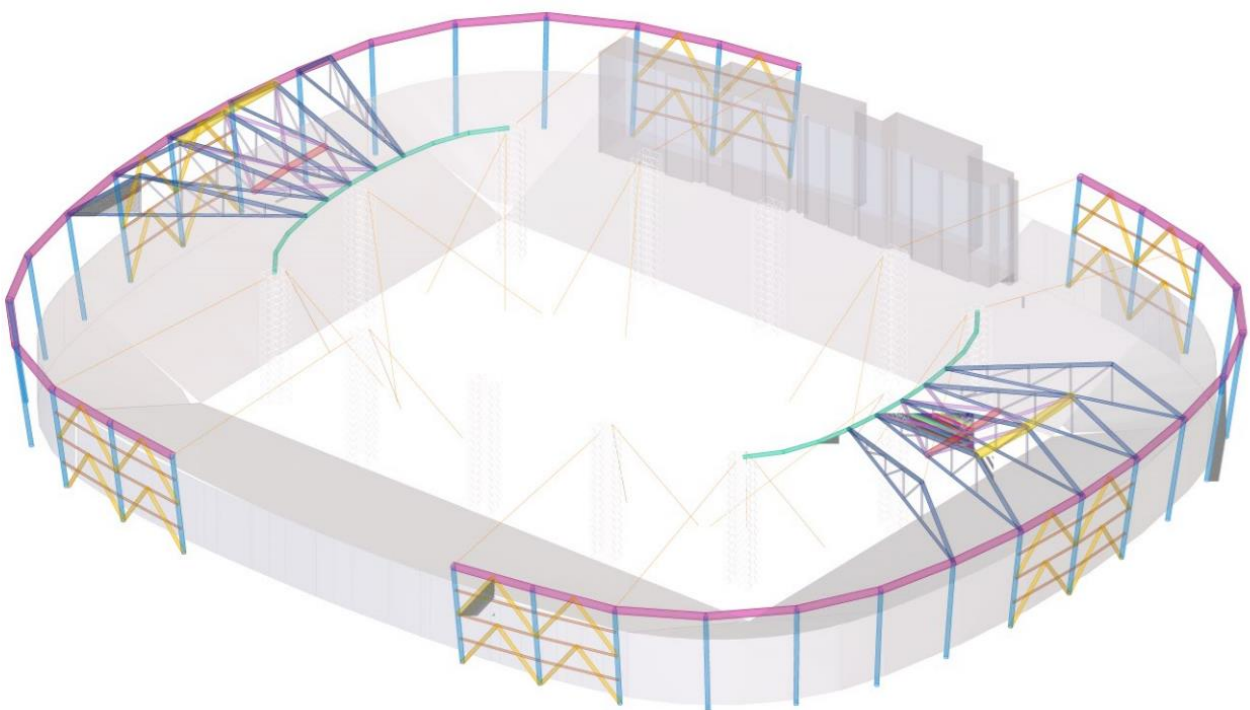
Σχήμα 11.3 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 2



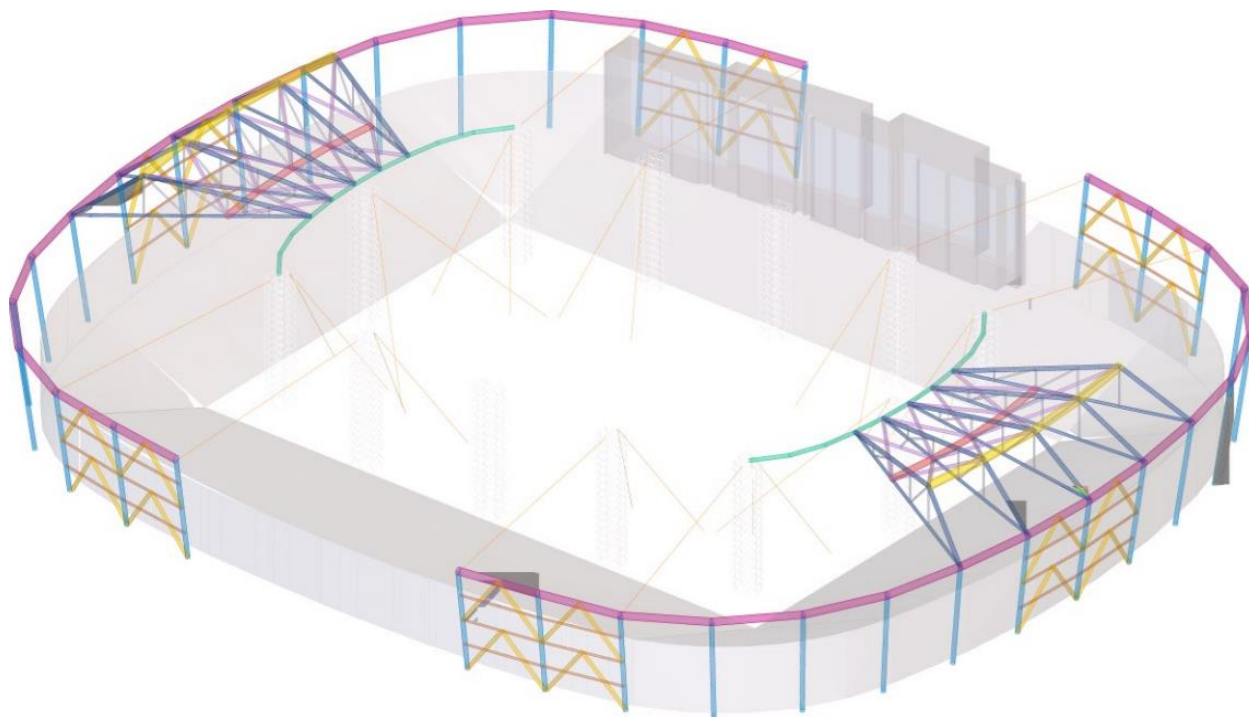
Σχήμα 11.4 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 3



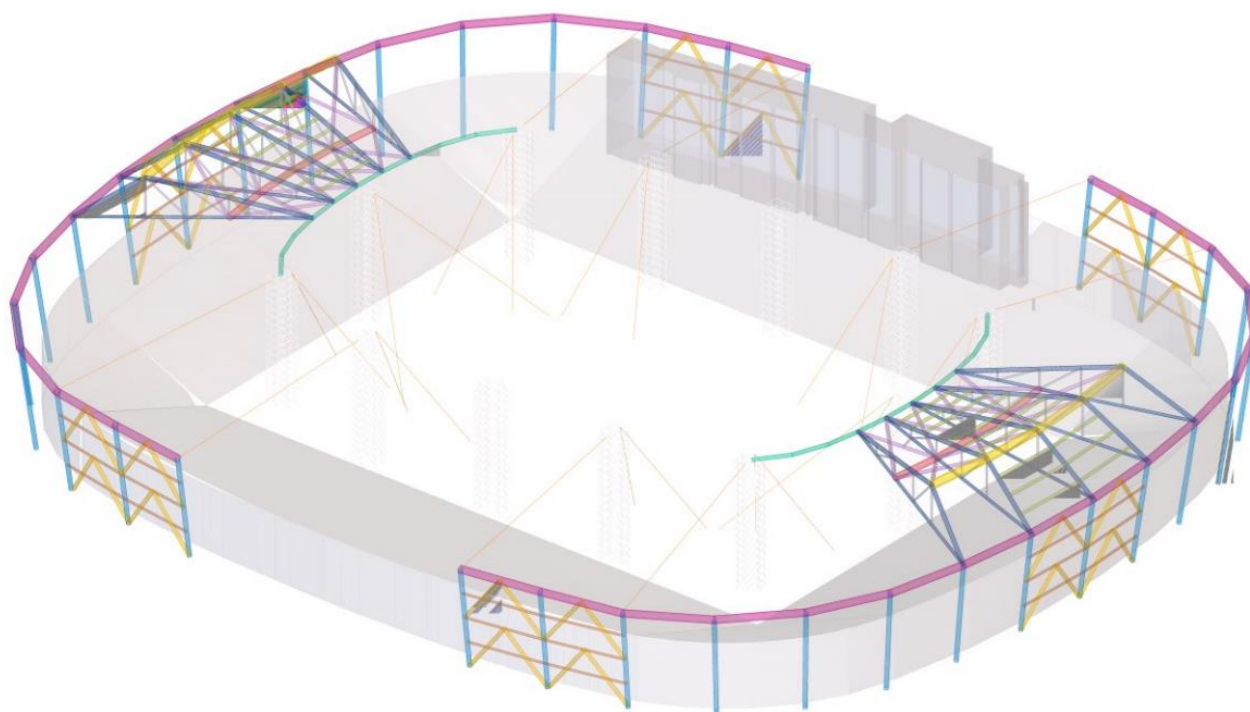
Σχήμα 11.5 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 4



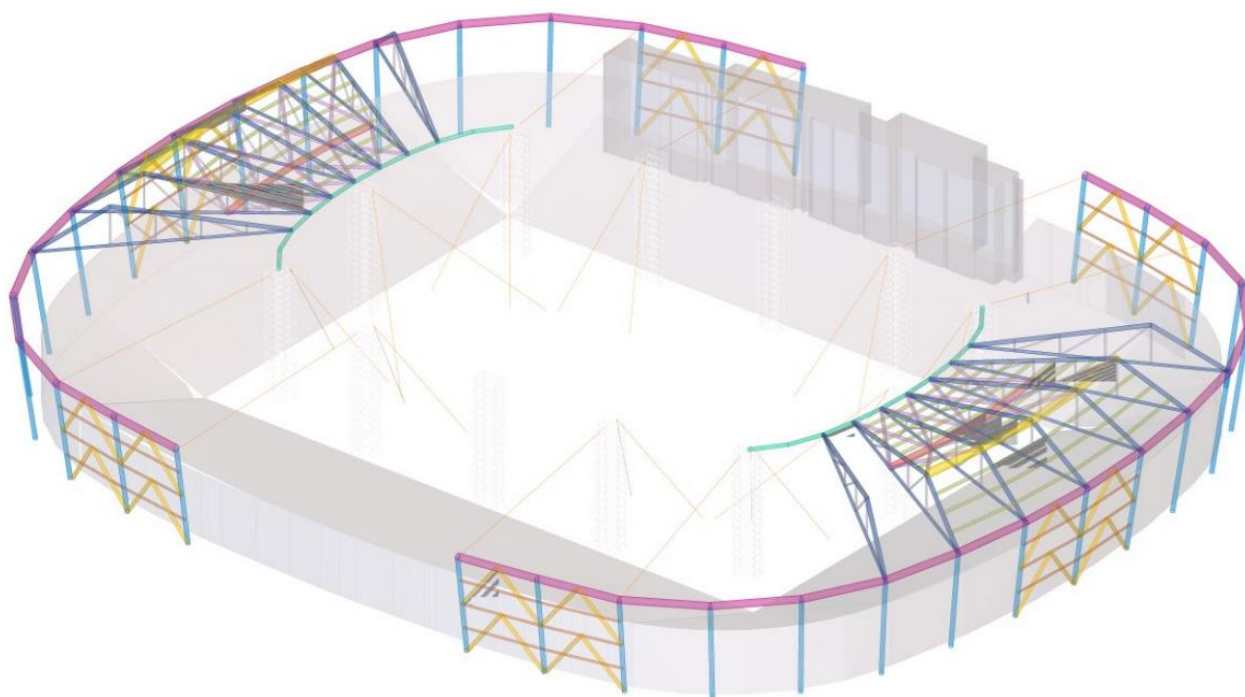
Σχήμα 11.6 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 5



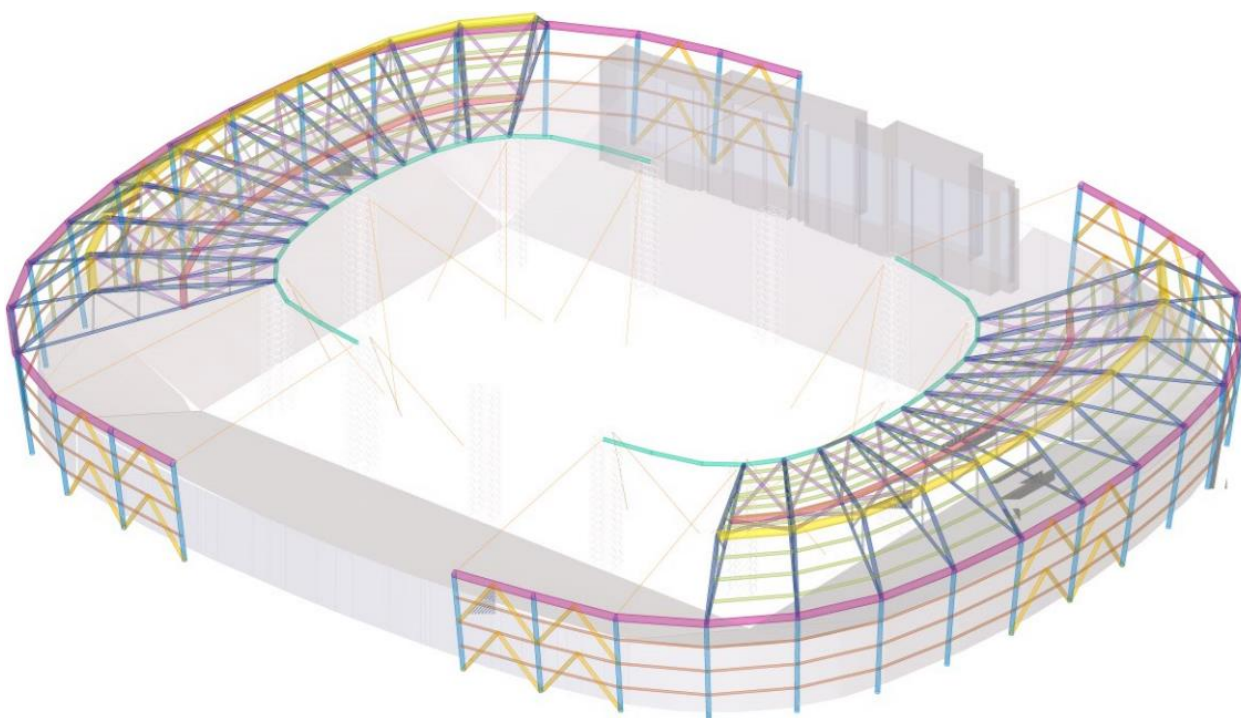
Σχήμα 11.7 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 6



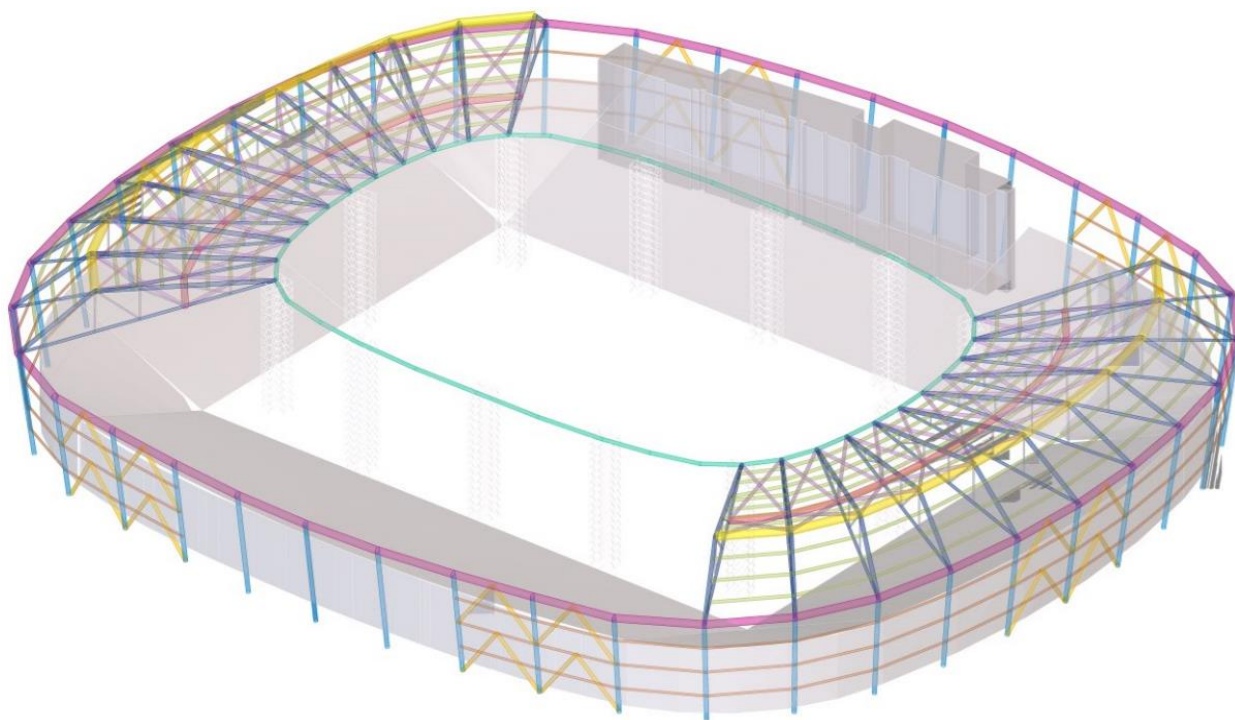
Σχήμα 11.8 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 7



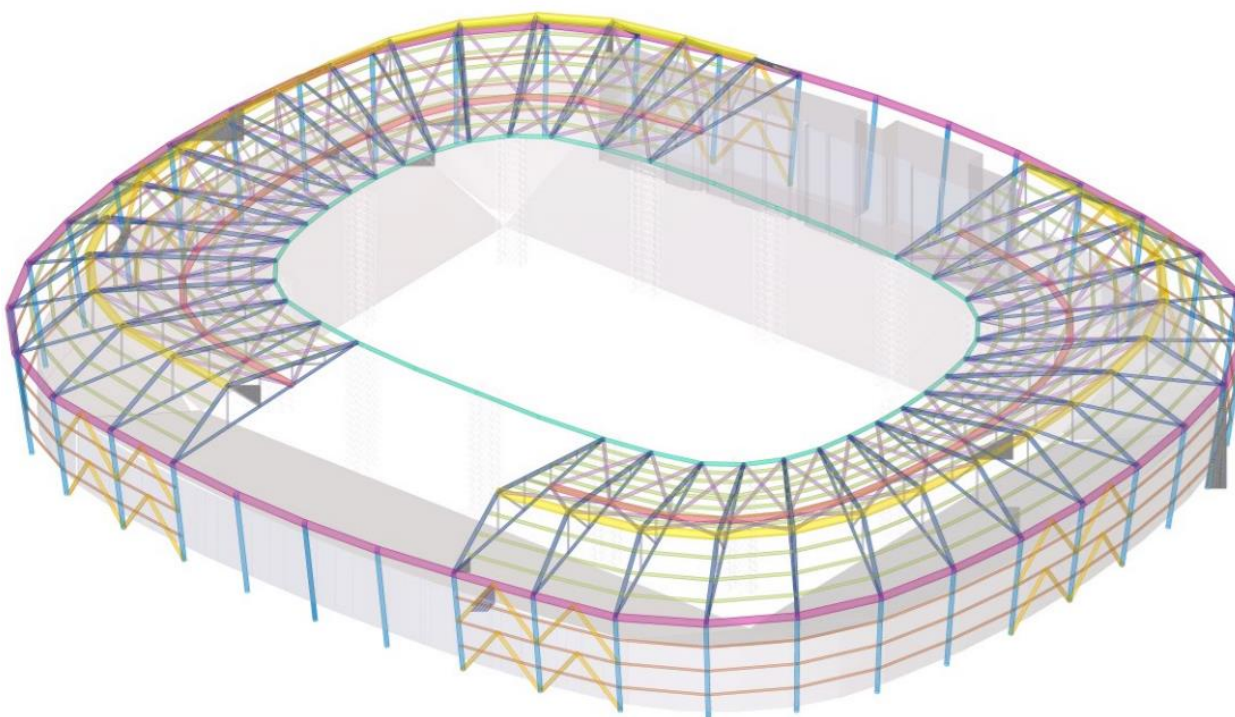
Σχήμα 11.9 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 8



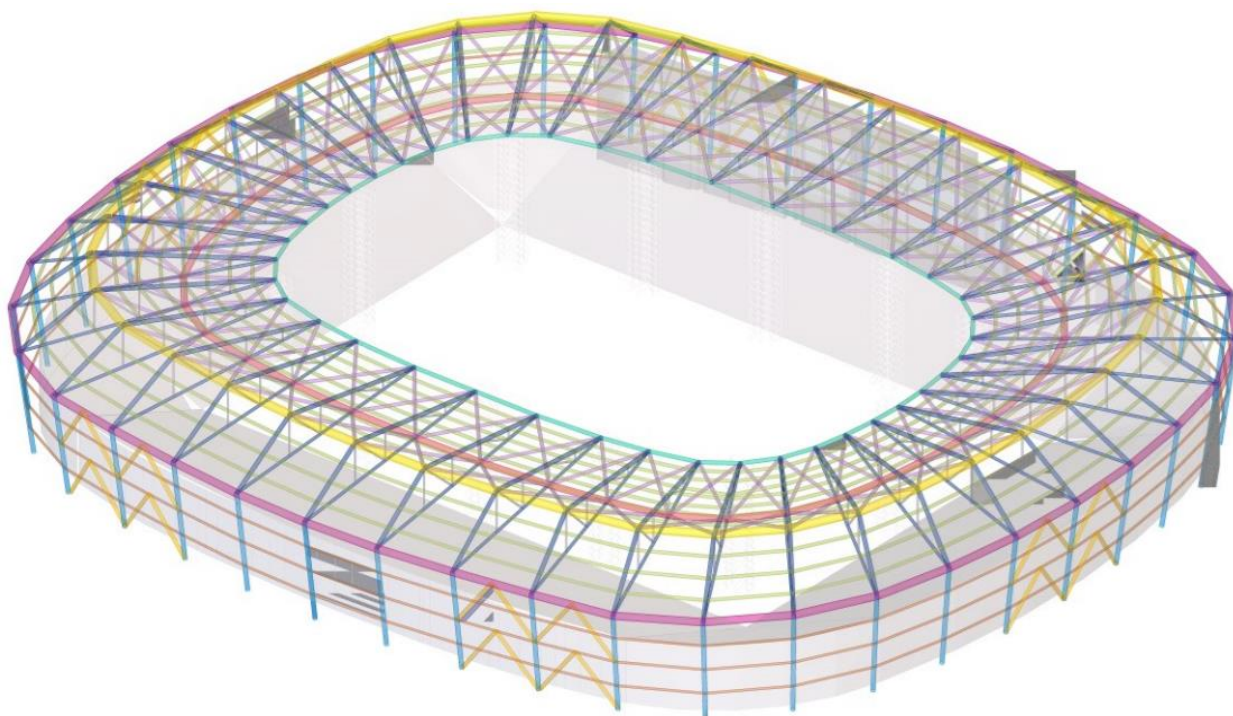
Σχήμα 11.10 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 9



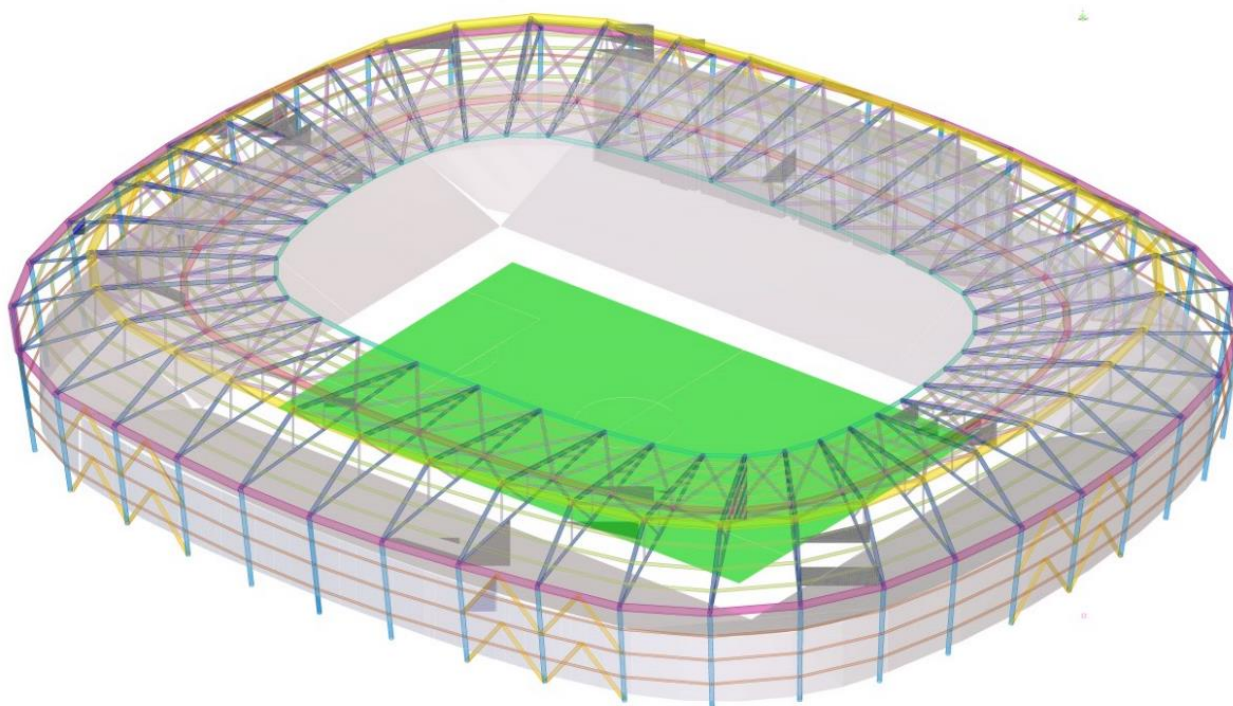
Σχήμα 11.11 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 10



Σχήμα 11.12 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 11



Σχήμα 11.13 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 12



Σχήμα 11.14 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 13

12 Σύνοψη

12.1 Συμπεράσματα

Τα αποτελέσματα της μελέτης του στεγάστρου επιβεβαιώνουν –παρά της μη κυκλικής γεωμετρίας– την λειτουργία των δακτυλίων. Συγκεκριμένα, οι δακτύλιοι καταπονούνται κυρίως αξονικά, με μικρές καμπτικές καταπονήσεις και αμελητέα ανάπτυξη τεμνουσών. Ο δακτύλιος κορυφής παρουσιάζει εφελκυσμό και οι υπόλοιποι κυρίως θλίψη. Τόσο οι συνθήκες στήριξης του κύριου φορέα επί των υποστυλωμάτων όσο και η έδραση αυτών στο έδαφος είναι αρθρωτές. Με αυτόν τον τρόπο, ενισχύεται η καταπόνηση των δακτυλίων, καθώς μια σύνδεση ροπής με το υποστύλωμα θα μετέφερε μεγαλύτερη ένταση και θα οδηγούσε σε μεγαλύτερη καταπόνηση στους στύλους.

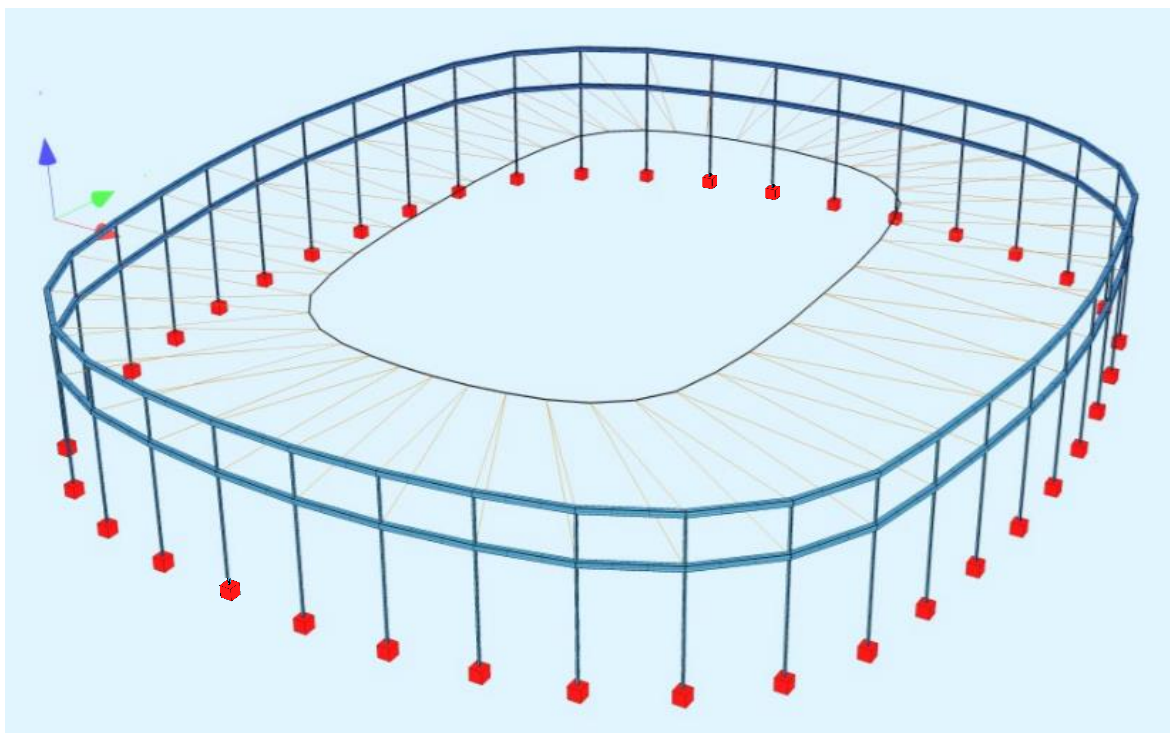
Η ελευθερία στροφής που υπάρχει τόσο στους κύριους φορείς, όσο και στα υποστυλώματα κάνει δυνατή την ανάληψη φορτίσεων μέσω παραμορφώσεων και προσφέρει ευκαμψία στην κατασκευή. Στις πρώτες τέσσερις ιδιομορφές κυριαρχεί η εντός επιπέδου ταλάντωση του συστήματος, με την εκτός επιπέδου να εμφανίζεται στην 5^η. Αλληλεπίδραση και των δύο αυτών μορφών παρατηρείται για πρώτη φορά στην 7^η ιδιομορφή.

Όσον αφορά τις φορτίσεις, η κατασκευή εντείνεται σημαντικά υπό την επιρροή της διαστολής λόγω θερμοκρασίας. Ο σεισμός δεν αποτελεί κρίσιμο μέγεθος, αφού η μάζα είναι συγκριτικά μικρή και η κατασκευή εύκαμπτη, αλλά επιβαρύνει σημαντικά τους συνδέσμους δυσκαμψίας. Ο άνεμος, ο οποίος δεν μπορεί να υπολογιστεί με τους κανονισμούς, επιβάλλει ανομοιομορφες κατανομές πιέσεων επί της κατασκευής. Τέλος, το σύστημα εφελκυσμένων-θλιβόμενων δακτυλίων έχει ως αποτέλεσμα την μικρού μεγέθους συνολική μάζα των 5383.761 tn, η οποία ανάγεται σε 0.156 tn/m² ή 156 kg/m²,

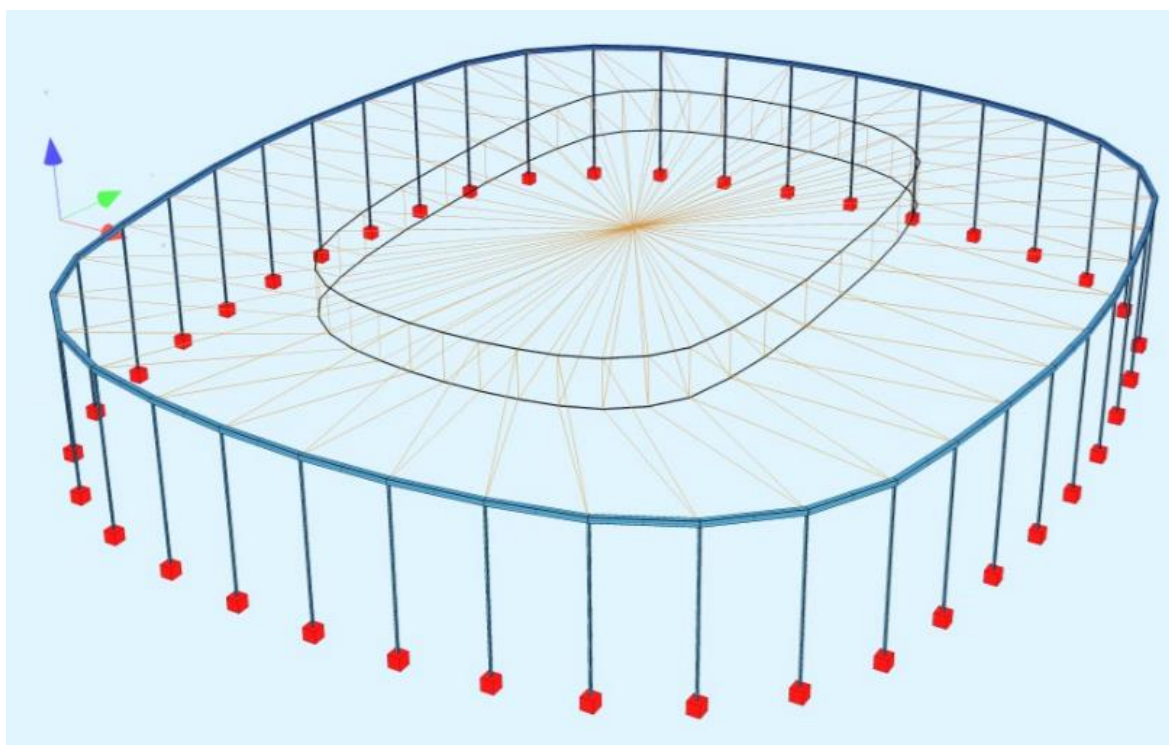
12.2 Προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση

Ενδιαφέροντες περιπτώσεις για επιπλέον διερεύνηση της εφαρμογής του στεγάστρου εφελκυσμένων-θλιβόμενων δακτυλίων είναι:

- Στο υπάρχον σύστημα, προτείνεται ο πειραματισμός με κοίλες ορθογωνικές ή ανοικτές διατομές για όλα τα μέλη.
- Εναλλακτική διάταξη και σχεδίαση φορέα, τέτοια ώστε να είναι δυνατή η ανέγερση στεγάστρου με την χρήση συστήματος καλωδίων αντί δικτυωμάτων. Συγκεκριμένα, θα αποτελείται από δυο εξωτερικούς και έναν εσωτερικό δακτύλιο. Στην περίπτωση αυτή, τα υποστυλώματα και οι εξωτερικοί δακτύλιοι αποτελούνται από διατομές δομικού χάλυβα, ενώ οι κύριοι φορείς και ο εσωτερικός δακτύλιος αντικαθίστανται από καλώδια. Η κατασκευή αναμένεται να έχει μειωμένη συνολική μάζα.
- Με την χρήση συστήματος καλωδίων, είναι δυνατή η αλλαγή της διάταξης, χρησιμοποιώντας έναν εξωτερικό δακτύλιο και δύο εσωτερικούς. Τα καλώδια που συνδέουν τους δακτυλίους είναι δυνατό να συνεχίζουν πέραν των εσωτερικών και να αγκυρώνονται σε έναν κεντρικό κόμβο.



Σχήμα 12.1 Εναλλακτική διάταξη με δυο εξωτερικούς δακτύλιους, σε σύστημα καλωδίων

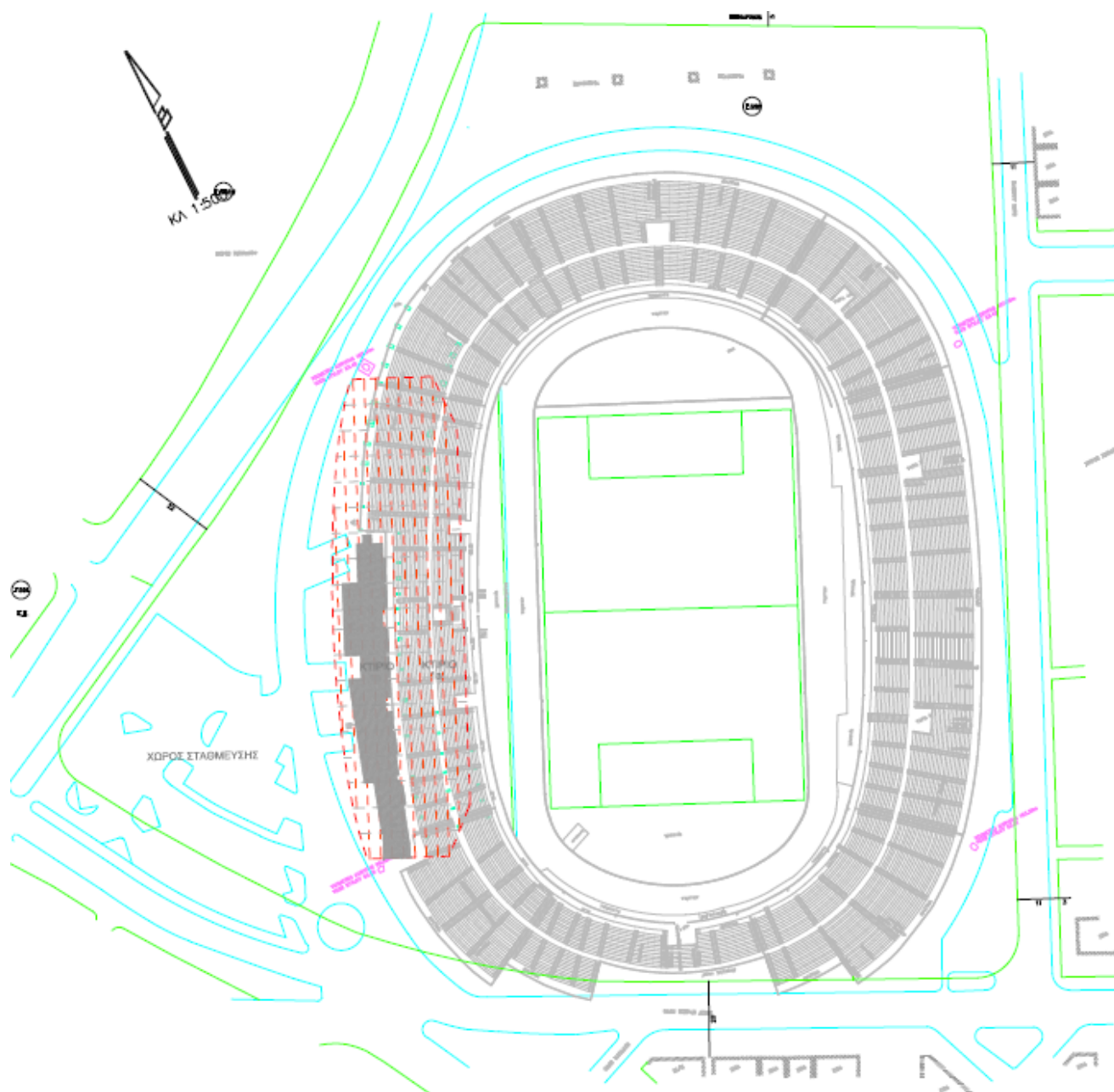


Σχήμα 12.2 Εναλλακτική διάταξη με δυο εσωτερικούς δακτύλιους και κεντρικό κόμβο, σε σύστημα καλωδίων

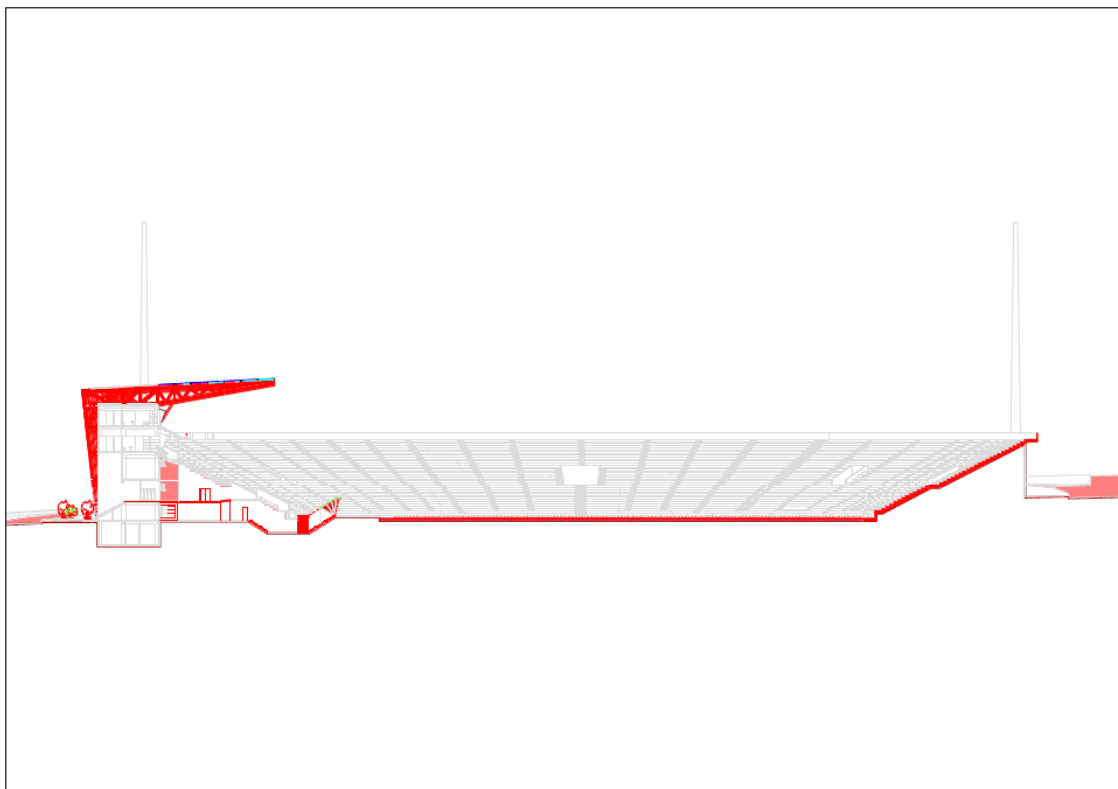
13 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι.: «Σιδηρές κατασκευές – ανάλυση και διαστασιολόγηση», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα (2003)
2. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ.: «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα με παραδείγματα εφαρμογής», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα (2013)
3. Βάγιας Ι., Γαντές Χ., Ερμόπουλος Ι. Ιωαννίδης Γ.: «Παραδείγματα εφαρμογής σε ειδικά θέματα μεταλλικών κατασκευών», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα (2014)
4. Γαντές Χ.: «Μη γραμμική συμπεριφορά των κατασκευών», Ελληνικά Ακαδημαϊκά Ηλεκτρονικά Συγγράμματα και Βοηθήματα, Αθήνα (2013)
5. Ερμόπουλος Ι.: «Ευρωκώδικας 1», Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα (2008)
6. Καραγιάννης Χ.: «Σχεδιασμός – συμπεριφορά κατασκευών από ωπλισμένο σκυρόδεμα έναντι σεισμού», Εκδόσεις Σοφία, Θεσσαλονίκη (2015)
7. Τρέζος Κ.: «Σημειώσεις για τη χρήση των Ευρωκωδίκων», Αθήνα (2011)
8. Παπανικολάου Π.: «Στοιχεία μηχανικής των ρευστών – σημειώσεις μαθήματος», Αθήνα, (2010)
9. Τσόπρα Α.: «Δυναμική των κατασκευών – θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική», Εκδόσεις Γκιούρδας, Αθήνα (2010)
10. Τσαρπαλής Δ., Διπλωματική εργασία: «Ανάλυση καπνοδόχου με την μέθοδο τα υπολογιστικής ρευστομηχανικής», Αθήνα (2016)
11. Τσώλης Ν., Διπλωματική εργασία: «Μορφολογία στεγάστρων μεγάλων ανοιγμάτων», Αθήνα (2013)
12. Biagini P., Borri C., Facchini L.: «Structural response of large stadium roofs due to dynamic wind actions», Firenze (2005)
13. Boom I., Master thesis report: «Tensile-compression ring; a study for football stadia roof structures», Delft (2012)
14. Brandt J.: «The bicycle wheel, third edition», Avocet Inc, Palo Alto, California (1993)
15. Eurocode: Basis of structural design (EN 1990).
16. Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1: Densities, self weight, imposed loads for buildings (EN 1991-1-1)
17. Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-3: General actions – Snow loads (EN 1991-1-3)
18. Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-4: General actions – Wind action (EN 1991-1-4)
19. Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-4: Thermal actions (EN 1991-1-5)
20. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1993-1-1)
21. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints (EN 1993-1-8)
22. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1)
23. Lawson M., Trebilcock P.: «Architectural design in steel», The steel construction institute (2004)
24. Peil U.: «Statik der Dachtragwerke von Stadien», Braunschweig (2005)
25. UEFA guide to quality stadiums

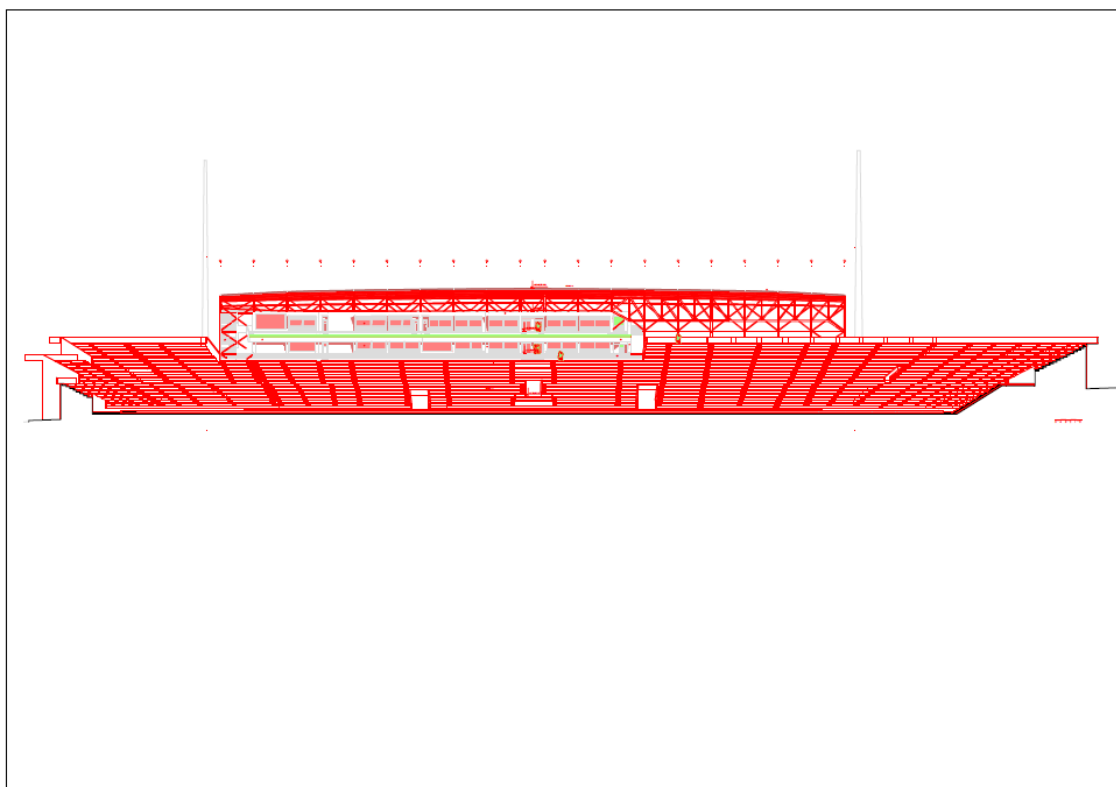
Παράρτημα Α. Σχέδια



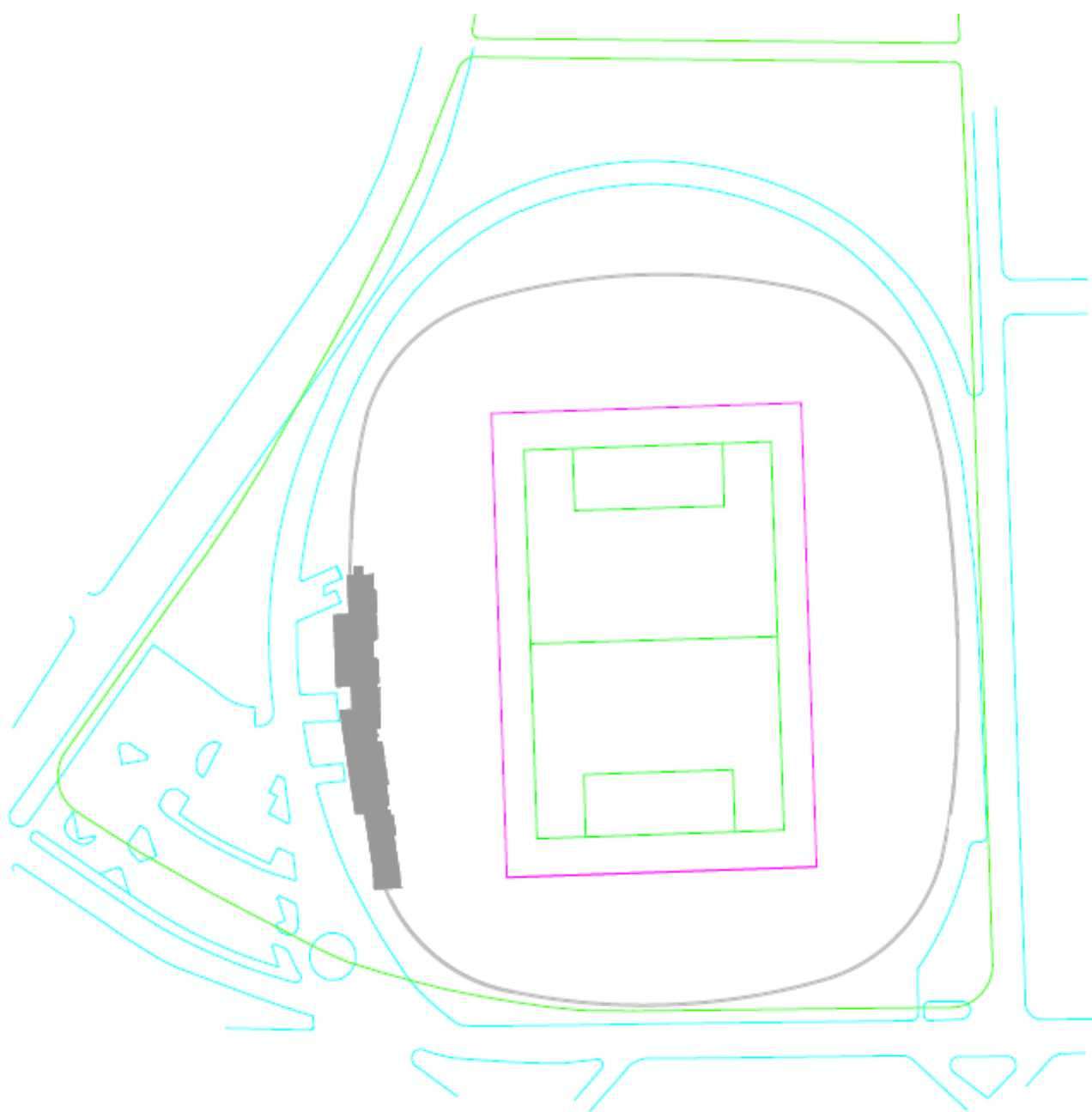
Σχήμα Α.1 Σχέδιο κατόψεως γηπέδου της Τούμπας. Με πράσινο χρώμα η ρυμοτομική γραμμή



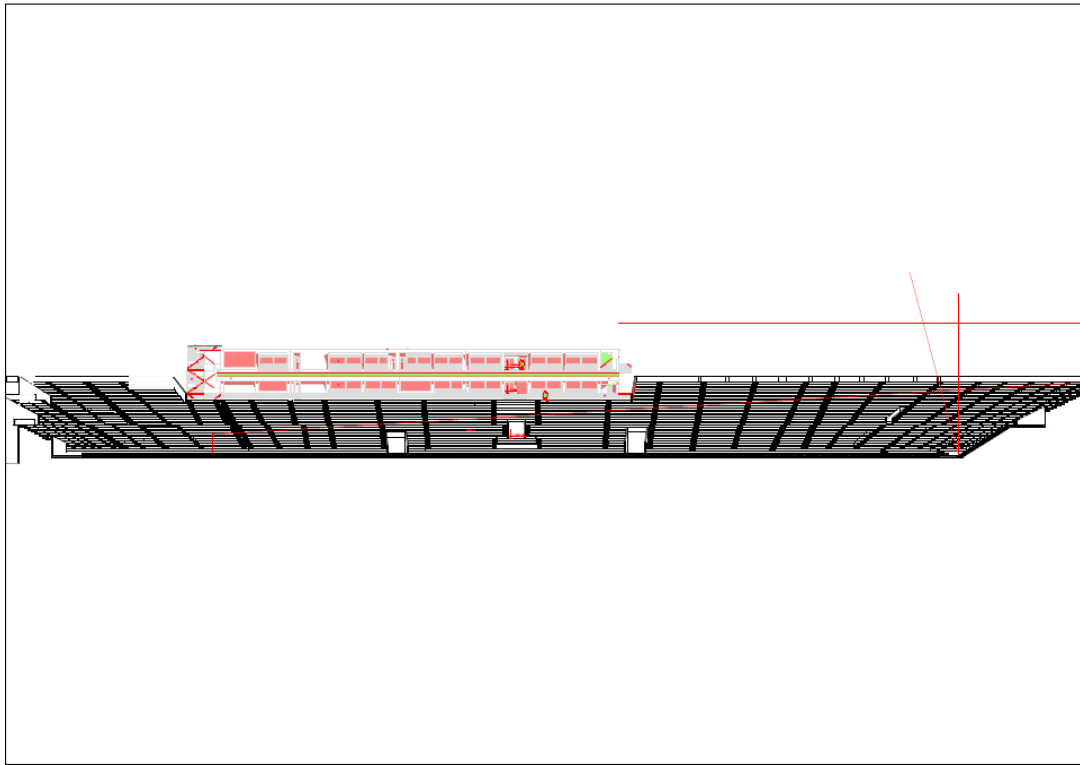
Σχήμα Α.2 Βορειοδυτική-νοτιοανατολική τομή του γηπέδου της Τούμπας



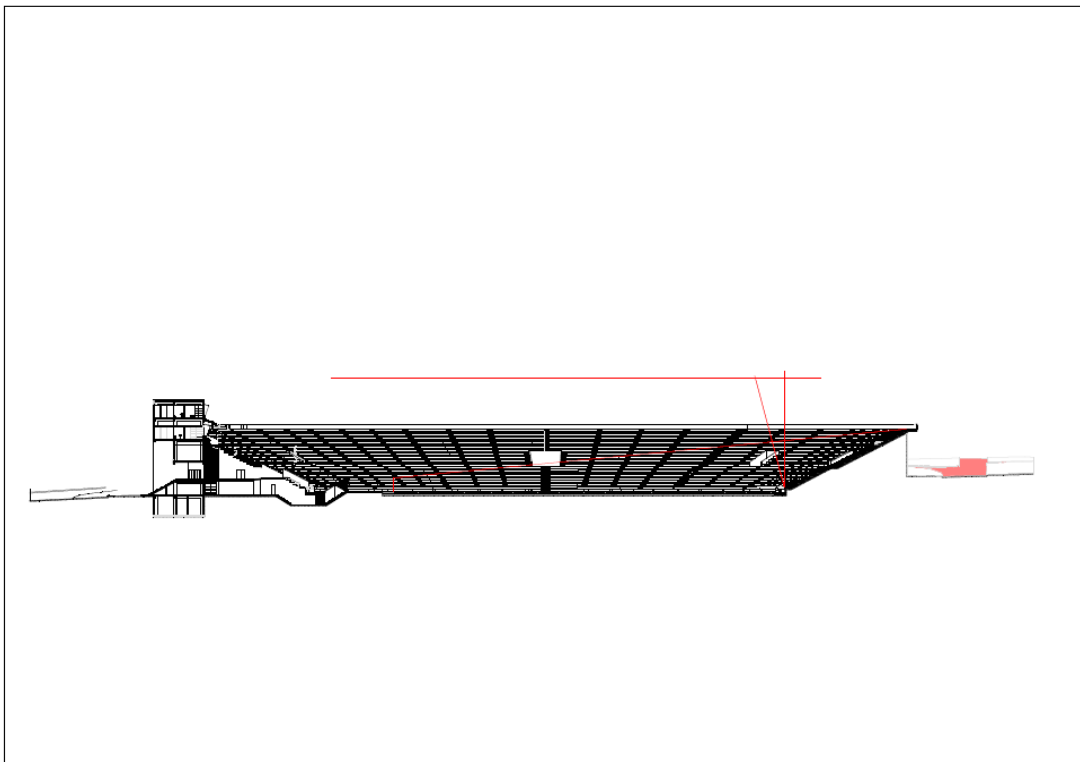
Σχήμα Α.3 Βορειοανατολική-νοτιοδυτική τομή του γηπέδου της Τούμπας



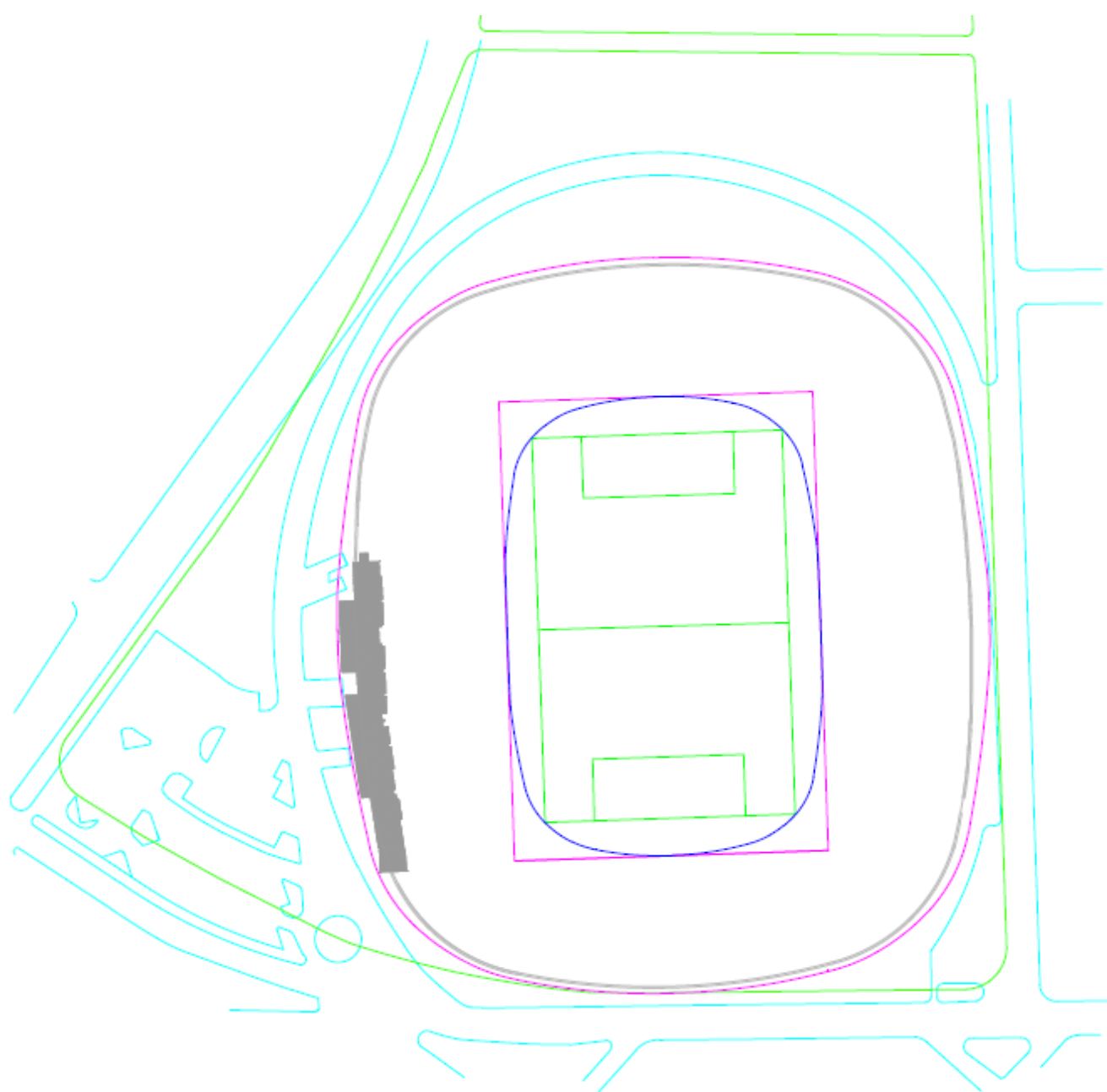
Σχήμα 13.4 Σχέδιο κατόψεως νέων κερκίδων. Με την μωβ γραμμή τα όρια που προβλέπονται από την UEFA



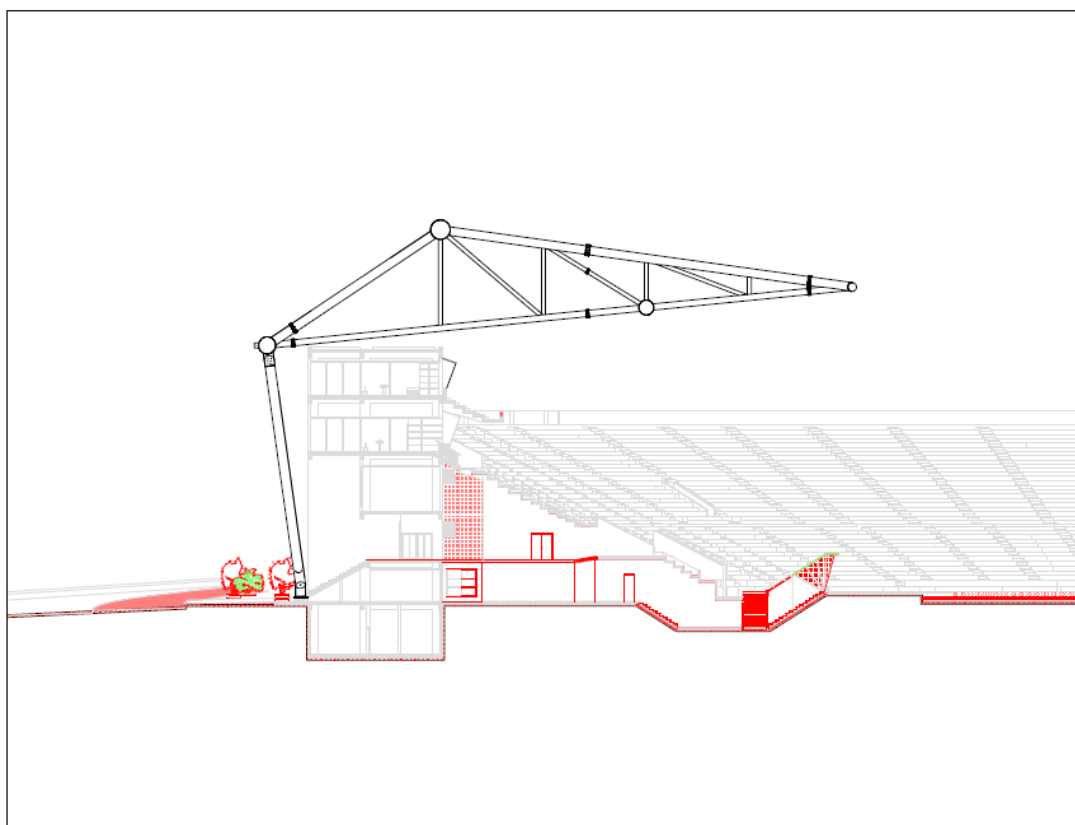
Σχήμα Α.5 Λεπτομέρεια σχεδιαστικών απαιτήσεων για τις ακτίνες θέασης και την προστασία των θεατών στις μικρές πλευρές του γηπέδου



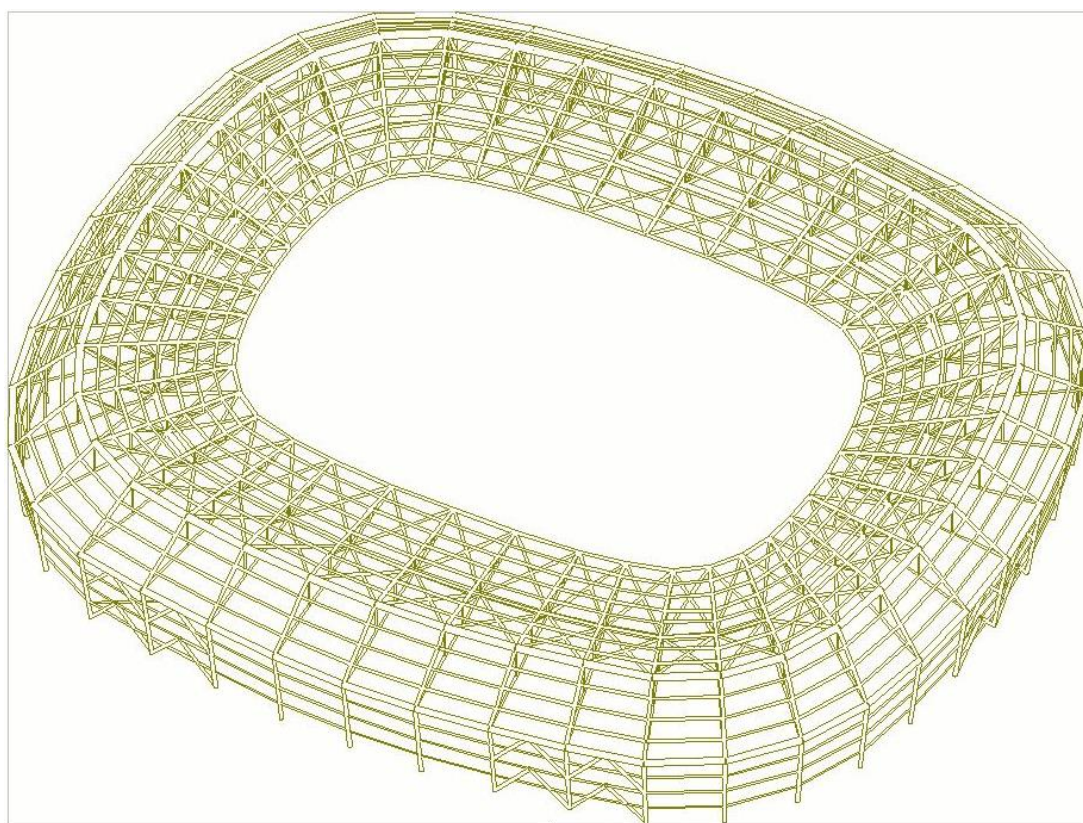
Σχήμα Α.6 Λεπτομέρεια σχεδιαστικών απαιτήσεων για τις ακτίνες θέασης και την προστασία των θεατών στις μεγάλες πλευρές του γηπέδου



Σχήμα Α.7 Σχέδιο κάτοψης του σταδίου μετά την σχεδίαση του εσωτερικού δακτυλίου



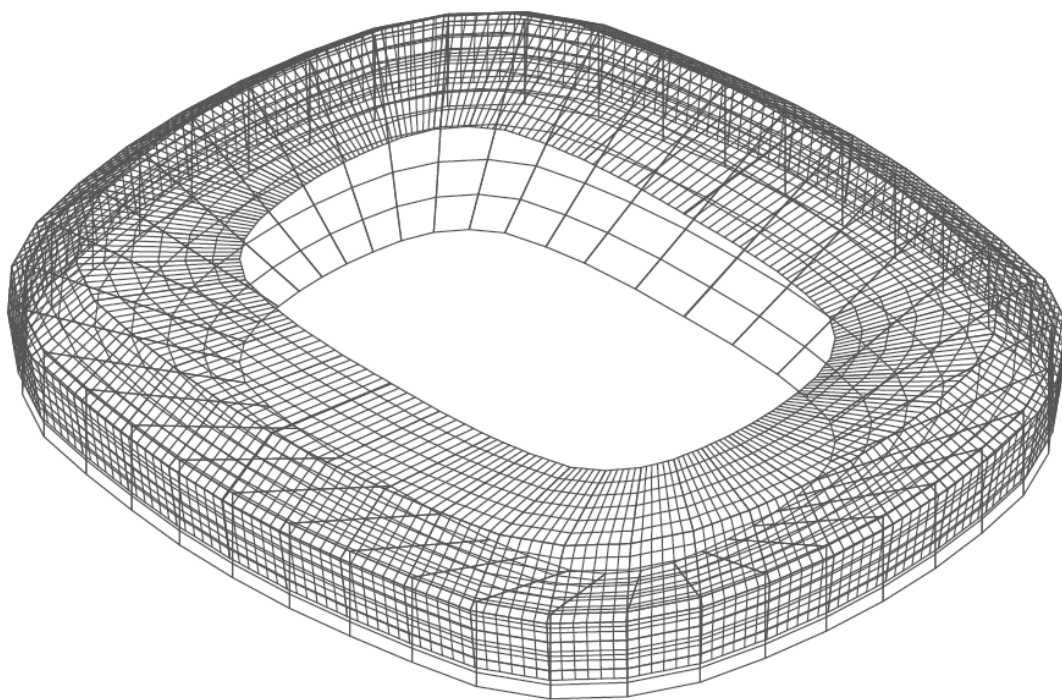
Σχήμα A.8 Βορειοδυτική-νοτιοανατολική τομή του νέου στεγάστρου



Σχήμα A.9 Σχέδιο μεταλλικού φορέα

Παράρτημα Β. Προσομοίωση ροής ανέμου

Αρχικά, έγινε σχεδίαση των επιφανειών του μοντέλου στο *AutoCAD*, ενώ προστέθηκαν και οι επιφάνειες των κερκίδων, αφού επηρεάζουν την ροή του ανέμου κάτω από το στέγαστρο. Έγινε εξαγωγή του σε μορφή *DWF* ώστε να είναι συμβατό με το λογισμικό *Flow Design* της *Autodesk*.

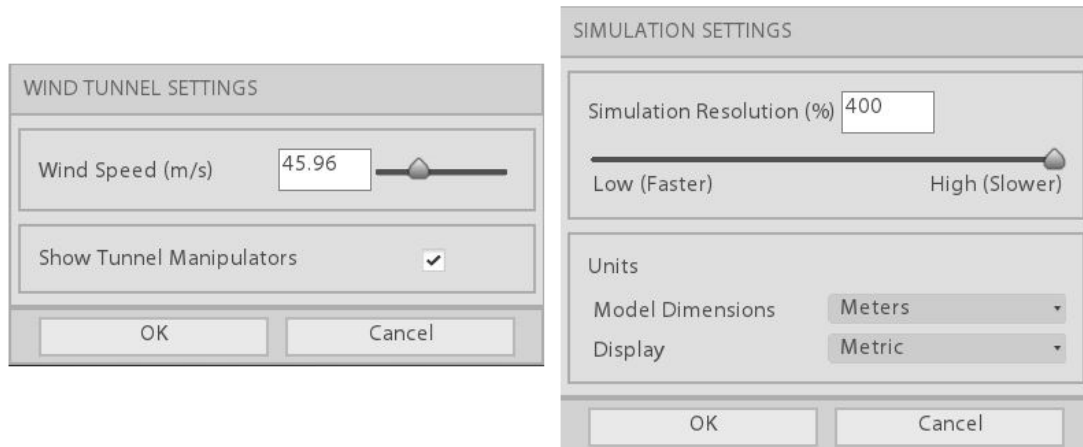


Σχήμα Β.1 Σχέδιο μοντέλου με επιφάνειες

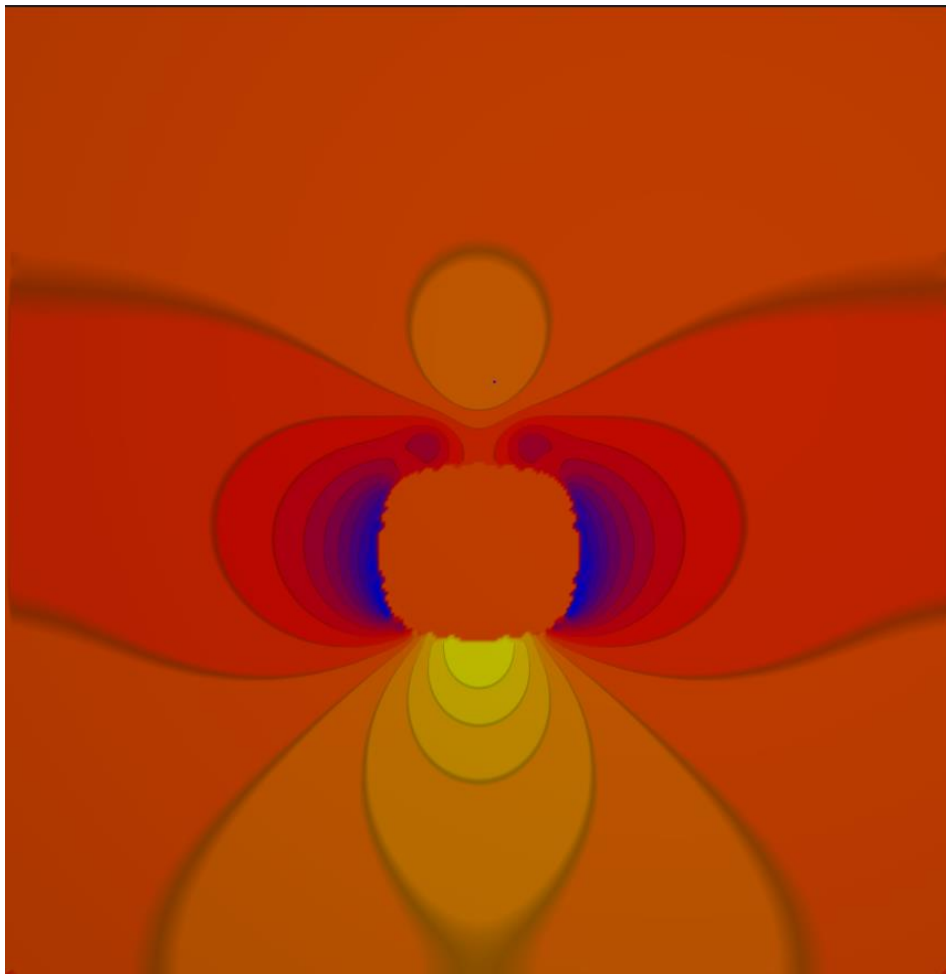
Δημιουργήθηκε επίσης ένα ορθογωνικό μοντέλο, με διαστάσεις όμοιες με αυτές του σταδίου και κλειστή οροφή, το οποίο και εισήχθη στο λογισμικό προσομοίωση της ροής του ανέμου. Ακολούθησε υπολογισμός των δυνάμεων του ανέμου επί της κατασκευής σύμφωνα με τον *EN 1991-1-4:2005*. Τα αποτελέσματα και των δυο μεθόδων συγκρίθηκαν και παρατηρήθηκε ομοιότητα στην κατανομή των πιέσεων πάνω στην κατασκευή, αλλά και κάποια απόκλιση μεταξύ των μεγεθών. Η απόκλιση αυτή οφείλεται στην αδυναμία εισαγωγής στροβιλότητας στο λογισμικό για να αναπτυχθεί τυρβώδης ροή. Με την χρήση της παρακάτω εξίσωσης, πραγματοποιήθηκε νέα ανάλυση στον ορθογωνικό φορέα, τις οποίας τα αποτελέσματα ήταν όμοια με αυτά που προβλέπονται από τον κανονισμό. Επομένως, θεωρήθηκε ασφαλές να υπολογιστούν τα φορτία του ανέμου με αυτόν τον τρόπο.

$$v(z) = \sqrt{\frac{2 \cdot q_p(z)}{\rho}}$$

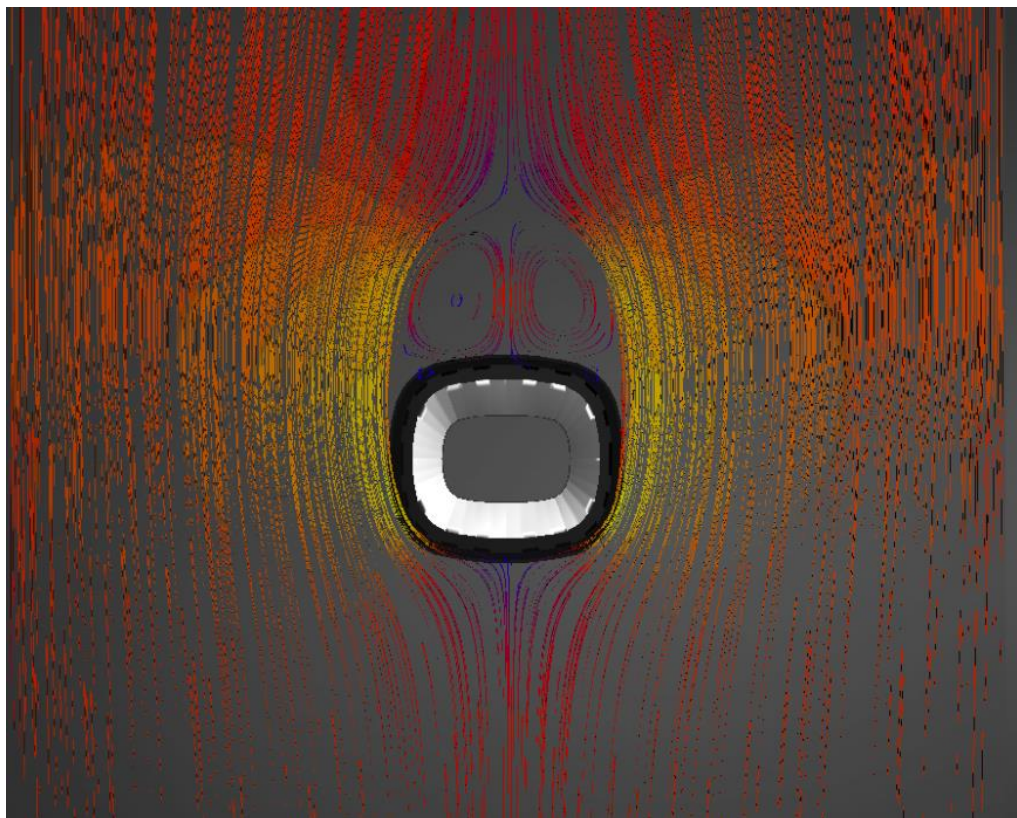
Οι παράμετροι που ορίστηκαν αφορούν την ταχύτητα του ανέμου στο ανώτερο ύψος του στεγάστρου, στα 30 m, η οποία περιλαμβάνει την στροβιλότητα και είναι ίση με 45.96 m/s , τις διαστάσεις του τούνελ που ορίζονται σύμφωνα με το σχήμα 5.21 και την ανάλυση της προσομοίωσης η οποία ορίστηκε στο 400%.



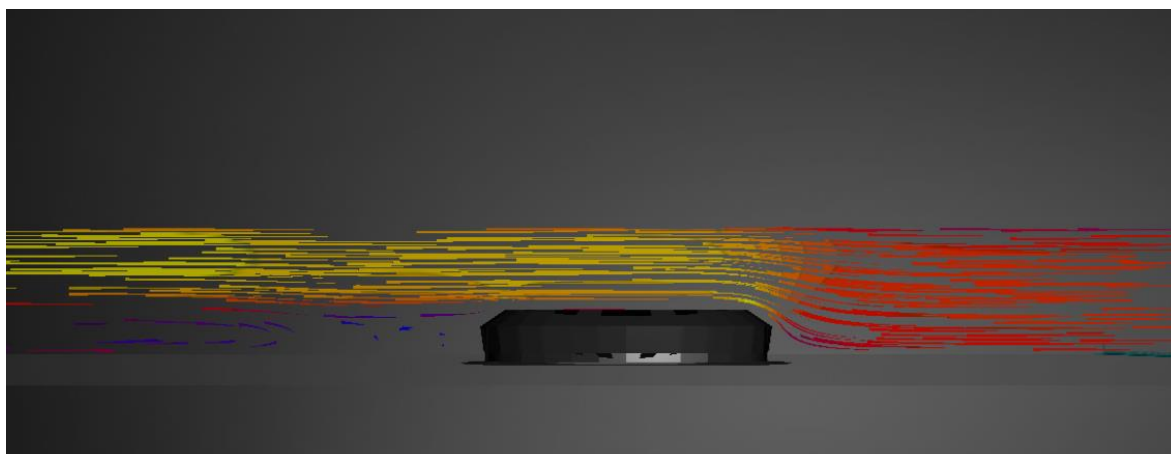
Σχήμα Β.2 Παράμετροι προσομοίωσης της ροής του ανέμου



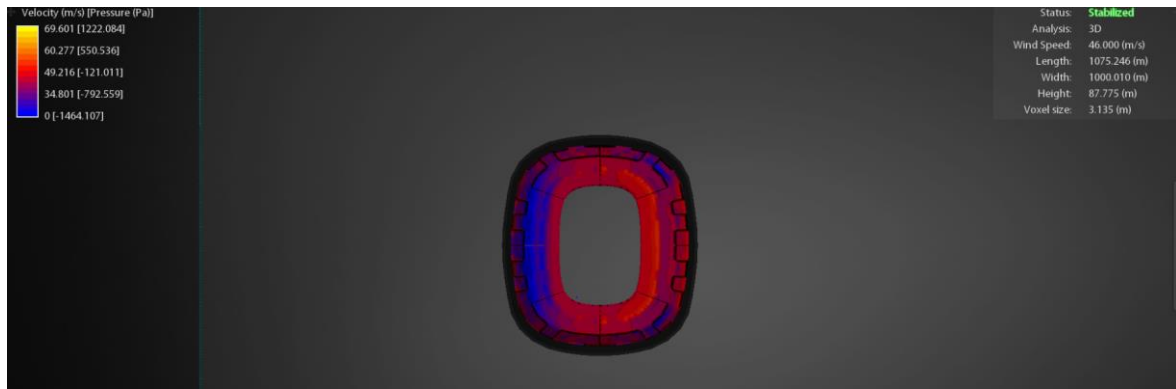
Σχήμα Β.3 Κατανομή πιέσεων επί της κατασκευής σε 2D Plate για άνεμο $\theta=0^\circ$



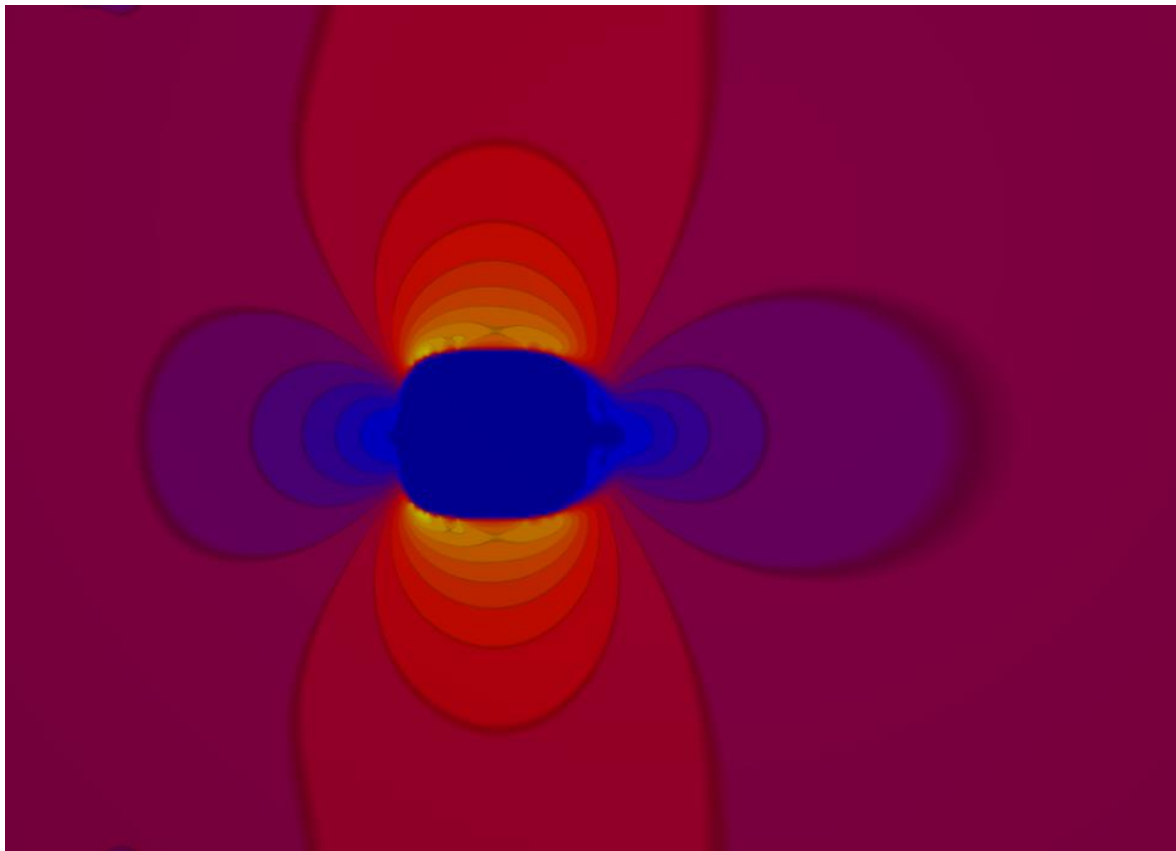
Σχήμα Β.4 Αναπαράσταση της ροής περιμετρικά της κατασκευής για άνεμο $\theta=0^\circ$



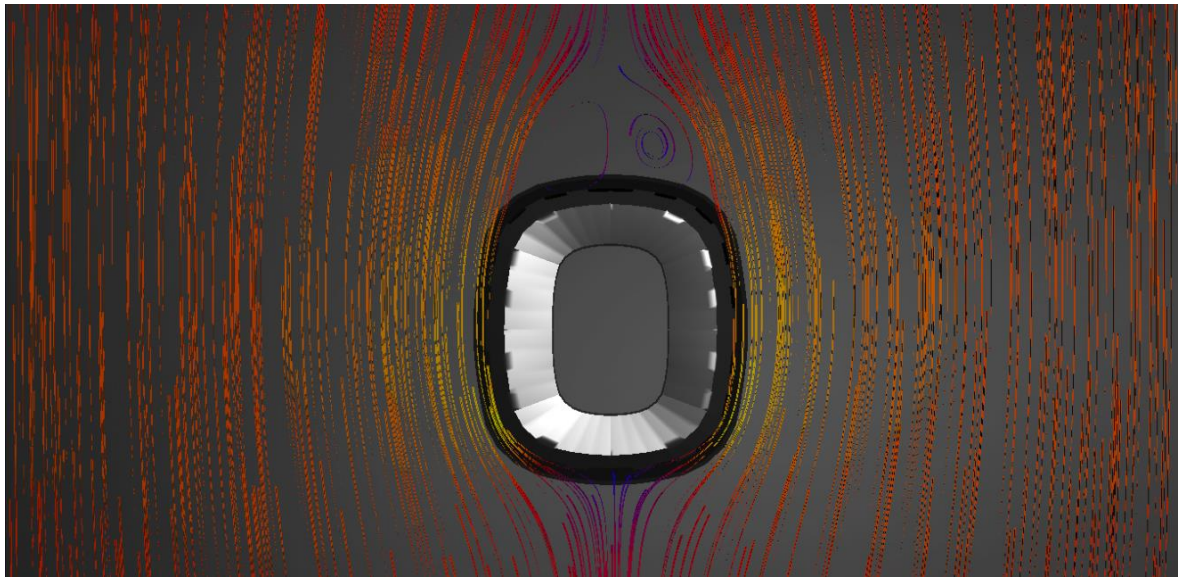
Σχήμα Β.5 Αναπαράσταση της ροής πάνω από την κατασκευή για άνεμο $\theta=0^\circ$



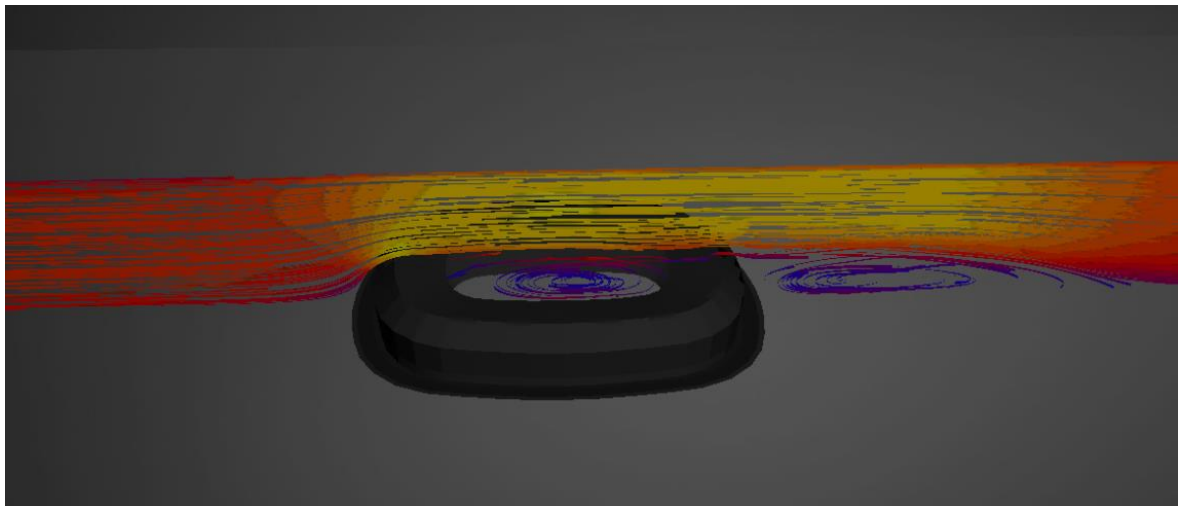
Σχήμα Β.6 Κατανομή πιέσεων στο στέγαστρο για άνεμο $\theta=0^\circ$



Σχήμα Β.7 Κατανομή ταχύτητας για άνεμο $\theta=90^\circ$



Σχήμα Β.8 Αναπαράσταση της ροής περιμετρικά της κατασκευής για άνεμο $\theta=90^\circ$



Σχήμα Β.9 Αναπαράσταση της ροής πάνω από την κατασκευή για άνεμο $\theta=90^\circ$



Σχήμα Β.10 Κατανομή πιέσεων στο στέγαστρο για άνεμο $\theta=90^\circ$

Παράρτημα Γ. Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 2.1 Το στάδιο της αρχαίας Επιδαύρου	11
Σχήμα 2.2 Το στάδιο της Αρχαίας Μεσσήνης	12
Σχήμα 2.3 Το Παναθηναϊκό στάδιο των Ολυμπιακών Αγώνων της Αθήνας το 1986 ..	13
Σχήμα 2.4 Το στάδιο White City του Λονδίνου (1908)	13
Σχήμα 2.5 Τα στέγαστρα του Goodison Park της Everton, συστήματος δοκού-υποστυλώματος	15
Σχήμα 2.6 Το στέγαστρο του Giuseppe Meazza ή San Siro στο Μιλάνο, συστήματος τέρματος	16
Σχήμα 2.7 Το στέγαστρο του γηπέδου Camp Nou της Barcelona, προβολικού συστήματος.....	17
Σχήμα 2.8 Το στέγαστρο του Ολυμπιακού σταδίου του Κιέβου, συστήματος εφελκυσόμενων-θλιβόμενων δακτυλίων	18
Σχήμα 2.9 Το στέγαστρο του Ολυμπιακού σταδίου της Αθήνας, τοξωτού συστήματος	19
Σχήμα 2.10 Το στέγαστρο του Etihad Stadium της Manchester City, καλωδιωτού τύπου	19
Σχήμα 2.11 Το στέγαστρο πίεσης του Σταδίου Ειρήνης και Φιλίας στον Πειραιά	20
Σχήμα 3.1 Σουμεριανή απεικόνιση πολεμικών αρμάτων με τροχούς (3200 π.Χ.).....	21
Σχήμα 3.2 Συσχετισμός στατικών, καταστατικών και κινηματικών εξισώσεων.....	22
Σχήμα 3.3 Αναπαράσταση καμπύλου τμήματος δακτυλίου	22
Σχήμα 3.4 Δακτύλιος φορτιζόμενος με κατανομημένο φορτίο στην διεύθυνση των ακτινών του.....	23
Σχήμα 3.5 Δράσεις επί κινούμενου τροχού	24
Σχήμα 3.6 Το περίπτερο των Ηνωμένων Πολιτειών στην Παγκόσμια έκθεση Βρυξελλών το 1958.....	25
Σχήμα 3.7 Προσομοίωμα λειτουργίας δακτυλίου.....	26
Σχήμα 3.8 Στατικό μοντέλο ακτίνας στεγαστρου	26
Σχήμα 3.9 Εγκάρσια φόρτιση δακτυλίου.....	28
Σχήμα 3.10 Αναπτυσσόμενες αντιδράσεις δακτυλίου λόγω εγκάρσιας φόρτισης	28
Σχήμα 3.11 Αναπαράσταση ακτινών και μεταξύ τους αποστάσεων	29
Σχήμα 3.12 Διαγράμματα εντατικών μεγεθών εγκάρσια φορτιζόμενου δακτυλίου.....	30
Σχήμα 3.13 : Η αρένα ταυρομαχιών στην Σαραγόσα	31
Σχήμα 3.14 Κατανομή αξονικών δυνάμεων σε στέγαστρο με δυο εσωτερικούς δακτυλίου και ισορροπία δακτυλίων στο επίπεδο	32
Σχήμα 3.15 Οριζόντια παραμόρφωση και αναπτυσσόμενες τάσεις μοντέλου δακτυλίων	33
Σχήμα 3.16 Πολύγωνο δυνάμεων	34
Σχήμα 3.17 Κατανομή αξονικών δυνάμεων σε σύστημα διπλού εξωτερικού δακτυλίου	34
Σχήμα 4.1 Νυχτερινή, πανοραμική λήψη του γηπέδου της Τούμπας κατά την διάρκεια αγώνα.....	37
Σχήμα 4.2 Άποψη του γηπέδου της Τούμπας μετά την προσθήκη του σκεπαστρου το 1985	38
Σχήμα 4.3 Άποψη του στεγαστρου και του κτηρίου από τον εξωτερικό χώρο	39

Σχήμα 4.4 Πανοραμική άποψη του γηπέδου (πηγή ΠΑΕ ΠΑΟΚ)	39
Σχήμα 4.5 Σχέδιο μεταλλικού φορέα στο Tekla.....	40
Σχήμα 4.6 Η επιρροή του ύψους του στεγάστρου στην ακτίνα θέασης.....	41
Σχήμα 4.7 Προστασία θεατών από το στέγαστρο	42
Σχήμα 4.8 Κοίλη κυκλική και ορθογωνική διατομή	44
Σχήμα 4.9 Επικάλυψη του στέγαστρου του γηπέδου San Mames στο Bilbao με ETFE Film	45
Σχήμα 4.10 Χαρακτηριστικά του ETFE Film	46
Σχήμα 5.1 Άποψη του συστήματος φωτισμού του Mercedes Benz Arena στην Στουτγάρδη.....	48
Σχήμα 5.2 2 Πανοραμική άποψη του γηπέδου San Mames στο Μπιλμπάο. Για την επικάλυψη του στεγάστρου έχει χρησιμοποιηθεί ETFE Film	49
Σχήμα 5.3 Επιβαλλόμενα φορτία κατά την διάρκεια εργασιών στο στέγαστρο	50
Σχήμα 5.4 Σχηματική απεικόνιση των συνιστωσών της θερμοκρασιακής κατανομής.	52
Σχήμα 5.5 Χάρτης μεγίστων θερμοκρασιών αέρα υπό σκιά, T_{max}	53
Σχήμα 5.6 Χάρτης ελαχίστων θερμοκρασιών αέρα υπό σκιά, T_{min}	54
Σχήμα 5.7 Κατάρρευση του στεγάστρου του σταδίου Metrodome στην Minnesota λόγω φορτίων χιονιού (2010)	55
Σχήμα 5.8 Διάγραμμα συντελεστών σχήματος φορτίων χιονιού	57
Σχήμα 5.9 Περιπτώσεις φορτίσεως δίκλινης στέγης.....	57
Σχήμα 5.10 Μεταβολή του φορτίου χιονιού στο έδαφος συναρτήσει της περιόδου επαναφοράς	60
Σχήμα 5.11 Δορυφορική άποψη της περιοχής όπου βρίσκεται το στάδιο της Τούμπας.....	60
Σχήμα 5.12 Αστοχία σύνδεσης λόγω ανέμου στο στάδιο Win της Αυστραλίας (2011).....	62
Σχήμα 5.13 Η δημιουργία του ανέμου	63
Σχήμα 5.14 Στιγμιότυπο τυρβώδους ροής.....	63
Σχήμα 5.15 Δυνάμεις επί του ανέμου.....	64
Σχήμα 5.16 Η διαδικασία ανάπτυξης στροβιλισμού	64
Σχήμα 5.17 Δίνες γύρω από μια ορθογωνική κατασκευή	65
Σχήμα 5.18 Το φαινόμενο διασκορπισμού των δινών (vortex shedding)	66
Σχήμα 5.19 Άποψη από το εσωτερικό αεροδυναμικής σήραγγας για την δοκιμή στεγάστρου.....	67
Σχήμα 5.20 Ανάλυση ανεμοπιέσεων στεγάστρου με λογισμικό CFD	68
Σχήμα 5.21 Διαστάσεις τούνελ κατά την προσομοίωση	71
Σχήμα 5.22 Αποτελέσματα πιέσεων για τον Άνεμο I ($\theta=0^\circ$)	73
Σχήμα 5.23 Αποτελέσματα πιέσεων για τον Άνεμο II ($\theta=0^\circ$)	73
Σχήμα 5.24 Αναπαράσταση σεισμικής δόνησης	74
Σχήμα 5.25 Κατάρρευση του στεγάστρου του σταδίου Anaheim στο Los Angeles, λόγω του σεισμού Northridge (1994).....	75
Σχήμα 5.26 Ελαστικό φάσμα και φάσμα σχεδιασμού.....	76
Σχήμα 5.27 Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας στην Ελλάδα.....	78
Σχήμα 7.1 Καμπύλες απόκρισης των κατασκευών για LA και GNA	93
Σχήμα 7.2 Κατηγοριοποίηση κοίλων κυκλικών διατομών.....	94
Σχήμα 7.3 Βέλη κάμψης αμφιέριστης δοκού.....	96
Σχήμα 8.1 Μοντέλο προσομοίωσης φορέα στο SOFiSTiK	97
Σχήμα 8.2 Προσομοίωση υλικού επικάλυσης μεταλλικής κατασκευής	98
Σχήμα 8.3 Ορισμός κοίλης κυκλικής διατομής.....	98
Σχήμα 8.4 Παράμετροι προσομοίωσης μελών	99
Σχήμα 8.5 Παράμετροι συντοριακών συνθηκών στα άκρα των μελών	99
Σχήμα 8.6 Προσομοίωση συνθηκών έδρασης υποστυλωμάτων	100

Σχήμα 8.7 Ορισμός structural area load για άνεμο	101
Σχήμα 8.8 Ορισμός free line load για ίδια βάρη ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού	101
Σχήμα 8.9 Ορισμός structural line load για θερμοκρασιακή μεταβολή	102
Σχήμα 8.10 Προσομοίωση γραμμικών αναλύσεων	102
Σχήμα 8.11 Ορισμός συνδυασμών φορτίσεων στις οριακές καταστάσεις	103
Σχήμα 8.12 Παράμετροι μη γραμμικής γεωμετρικής ανάλυσης	104
Σχήμα 8.13 Παράμετροι μεθόδου ανάλυσης σεισμικών δράσεων	105
Σχήμα 8.14 Καθορισμός παραμέτρων για την εξαγωγή αποτελεσμάτων σεισμού	106
Σχήμα 8.15 Ορισμός σεισμικών συνδυασμών	107
Σχήμα 8.16 Ανάλυση σεισμικών συνδυασμών	107
Σχήμα 8.17 Παράμετροι μεθόδου ελέγχου διατομών	108
Σχήμα 8.18 Μοντέλο προσομοίωσης φορέα στο SOFiSTiK, χωρίς το υλικό επικάλυψης	110
Σχήμα 8.19 Μοντέλο προσομοίωσης φορέα στο SOFiSTiK, χωρίς το υλικό επικάλυψης, σε όψη της μεγάλης πλευράς	110
Σχήμα 8.20 Μοντέλο προσομοίωσης φορέα στο SOFiSTiK, χωρίς το υλικό επικάλυψης, σε όψης της μικρής πλευράς	110
Σχήμα 9.1 Διάγραμμα μεγίστων βελών κάμψης	112
Σχήμα 9.2 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων αξονικών δυνάμεων N_x στους δακτυλίου... ..	113
Σχήμα 9.3 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών M_y στους δακτυλίους... ..	113
Σχήμα 9.4 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων αξονικών δυνάμεων N_x στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής	114
Σχήμα 9.5 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων V_y στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής	115
Σχήμα 9.6 5 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων τεμνουσών δυνάμεων V_z στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής	115
Σχήμα 9.7 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων στρεπτικών ροπών M_t στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής	116
Σχήμα 9.8 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών M_y στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής	116
Σχήμα 9.9 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών M_z στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής	117
Σχήμα 9.10 Κατανομή ελαστικών τάσεων στον εξωτερικό δακτύλιο και τον δακτύλιο κορυφής	117
Σχήμα 9.11 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων αξονικών δυνάμεων N_x στον κύριο φορέα και στο υποστύλωμα	118
Σχήμα 9.12 Διάγραμμα αναπτυσσόμενων καμπτικών ροπών M_y στον κύριο φορέα και το υποστύλωμα	118
Σχήμα 9.13 1 ^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=0.700$ Hz)	119
Σχήμα 9.14 2 ^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=0.707$ Hz)	119
Σχήμα 9.15 3 ^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=1.028$ Hz)	120
Σχήμα 9.16 4 ^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=1.127$ Hz)	120
Σχήμα 9.17 5 ^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=1.334$ Hz)	121
Σχήμα 9.18 6 ^η ιδιομορφή ταλάντωσης ($f=1.365$ Hz)	121
Σχήμα 10.1 Κατακόρυφη τομή μεταξύ φατνωμάτων	125
Σχήμα 10.2 Λεπτομέρεια συνδέσεων εσωτερικού δακτυλίου σε κατακόρυφη τομή ..	125
Σχήμα 10.3 Λεπτομέρεια συνδέσεων ενδιάμεσου δακτυλίου σε κατακόρυφη τομή ..	126
Σχήμα 10.4 Λεπτομέρεια συνδέσεων δακτυλίου κορυφής σε κατακόρυφη τομή	126
Σχήμα 10.5 Λεπτομέρεια αποκατάστασης συνέχειας κύριου φορέα και συνδέσεων δικτύματος σε κατακόρυφη τομή	127

Σχήμα 10.6 Λεπτομέρεια συνδέσεων εξωτερικού δακτυλίου σε κατακόρυφη τομή ..	127
Σχήμα 10.7 Λεπτομέρεια έδρασης υποστυλώματος.....	128
Σχήμα 10.8 Κάτοψη φατνώματος.....	128
Σχήμα 10.9 Λεπτομέρεια σύνδεσης εσωτερικού δακτυλίου σε κάτοψη	129
Σχήμα 10.10 Λεπτομέρεια σύνδεσης ενδιάμεσου δακτυλίου σε κάτοψη	129
Σχήμα 10.11 Λεπτομέρεια σύνδεσης δακτυλίου κορυφής σε κάτοψη.....	130
Σχήμα 10.12 Λεπτομέρεια σύνδεσης εξωτερικού δακτυλίου σε κάτοψη	130
Σχήμα 10.13 Λεπτομέρεια σύνδεσης χιαστί συνδέσμων σε κάτοψη	131
Σχήμα 10.14 Εξωτερική όψη φατνώματος	131
Σχήμα 10.15 Λεπτομέρεια σύνδεσης του εξωτερικού δακτυλίου με το υποστύλωμα	132
Σχήμα 10.16 Λεπτομέρεια σύνδεσης του εξωτερικού δακτυλίου με τους συνδέσμους δυσκαμψίας	132
Σχήμα 10.17 Λεπτομέρεια σύνδεσης συνδέσμων δυσκαμψίας με την μηκίδα	133
Σχήμα 10.18 Λεπτομέρεια σύνδεσης μηκίδας και συνδέσμου δυσκαμψίας με το υποστύλωμα	133
Σχήμα 10.19 Λεπτομέρεια έδρασης υποστυλώματος και συνδέσμου δυσκαμψίας	134
Σχήμα 10.20 Λεπτομέρειες σύνδεσης μηκίδας με το υποστύλωμα	134
Σχήμα 10.21 Λεπτομέρειες σύνδεσης τεγίδας με το άνω εσωτερικό πέλμα του κύριου φορέα.....	135
Σχήμα 11.1 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 0	138
Σχήμα 11.2 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 1	138
Σχήμα 11.3 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 2	139
Σχήμα 11.4 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 3	139
Σχήμα 11.5 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 4	140
Σχήμα 11.6 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 5	140
Σχήμα 11.7 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 6	141
Σχήμα 11.8 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 7	141
Σχήμα 11.9 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 8	142
Σχήμα 11.10 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 9	142
Σχήμα 11.11 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 10	143
Σχήμα 11.12 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 11	143
Σχήμα 11.13 Διαδικασία ανέγερσης - Φάση 12	144
Σχήμα 12.1 Εναλλακτική διάταξη με δυο εξωτερικούς δακτύλιους, σε σύστημα καλωδίων.....	146
Σχήμα 12.2 Εναλλακτική διάταξη με δυο εσωτερικούς δακτύλιους και κεντρικό κόμβο, σε σύστημα καλωδίων.....	146

Παράρτημα Δ. Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 4.1 Μηχανικά χαρακτηριστικά δομικών χαλύβων	43
Πίνακας 4.2 Χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής και της εφελκυστικής αντοχής των κοχλίων	45
Πίνακας 5.1 Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού σύμφωνα με τον EN 1991	47
Πίνακας 5.2 Κατηγορίες φορτιζόμενων επιφανειών	50
Πίνακας 5.3 Επιβαλλόμενα φορτία στέγης	51
Πίνακας 5.4 Συντελεστές σχήματος φορτίων χιονιού	56
Πίνακας 5.5 Συνιστώμενες τιμές του C_e για διαφορετικά τοπογραφικά χαρακτηριστικά	58
Πίνακας 5.6 Τιμές χαρακτηριστικού φορτίου χιονιού επί εδάφους στην στάθμη της θάλασσας συναρτήσει της ζώνης	59
Πίνακας 5.7 Κατηγορίες εδάφους και αντίστοιχες παράμετροι	69
Πίνακας 5.8 Ποσοστό ιξώδους απόσβεσης	77
Πίνακας 5.9 Τιμές παραμέτρων οριζόντιου φάσματος ελαστικής ανάλυσης	78
Πίνακας 5.10 Κατάταξη εδαφών	79
Πίνακας 5.11 Κατηγορίες και συντελεστές σπουδαιότητας	79
Πίνακας 5.12 Τιμές χαρακτηριστικών περιόδων κατακόρυφων φασμάτων	80
Πίνακας 6.1 Συντελεστές συνδυασμού δράσεων ψ_i κατά το EN 1990	87
Πίνακας 6.2 Τιμές συντελεστή ψ_2 για κτίρια	89
Πίνακας 7.1 Μέθοδοι ανάλυσης κατασκευών	92
Πίνακας 7.2 Οριακές τιμές βελών κάμψης	96
Πίνακας 9.1 Πίνακας τελικών διατομών και μεγίστων ποσοστών εκμετάλλευσης	111
Πίνακας 9.2 Συνολική μάζα επιμέρους μελών και μεταλλικής κατασκευής	122